



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**ALTERNATIF PERENCANAAN STRUKTUR SCALE PIT
DAN METODE PELAKSANAANNYA PADA PROJECT
PABRIK BAJA PT GUNAWAN DIANJAYA STEEL Tbk
MARGOMULYO SURABAYA**

MUHAMMAD ALFA RIZAL DESIANTO
NRP. 3113 105 036

Dosen Pembimbing I :
Ir. Suwarno, M.Eng.

Dosen Pembimbing II :
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**ALTERNATIF PERENCANAAN STRUKTUR SCALE
PIT DAN METODE PELAKSANAANNYA PADA
PROJECT PABRIK BAJA PT GUNAWAN DIANJAYA
STEEL Tbk MARGOMULYO SURABAYA**

MUHAMMAD ALFA RIZAL DESIANTO
NRP. 3113 105 036

Dosen Pembimbing I :
Ir. Suwarno, M.Eng.

Dosen Pembimbing II :
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



FINAL PROJECT – RC14-1501

**ALTERNATIVE DESIGN STRUCTURE OF SCALE PIT AND
METHOD OF IMPLEMENTATION ON PROJECT OF STEEL
MILL PT GUNAWAN DIANJAYA STEEL Tbk
MARGOMULYO SURABAYA**

MUHAMMAD ALFA RIZAL DESIANTO
NRP. 3113 105 036

Supervisor I :
Ir. Suwarno, M.Eng.

Supervisor II :
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



FINAL PROJECT – RC14-1501

**ALTERNATIVE DESIGN STRUCTURE OF SCALE PIT
AND METHOD OF IMPLEMENTATION ON PROJECT
OF STEEL MILL PT GUNAWAN DIANJAYA STEEL
Tbk MARGOMULYO SURABAYA**

MUHAMMAD ALFA RIZAL DESIANTO
NRP. 3113 105 036

Supervisor I :
Ir. Suwarno, M.Eng.

Supervisor II :
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016

**ALTERNATIF PERENCANAAN STRUKTUR SCALE PIT
DAN METODE PELAKSANAANNYA PADA PROJECT
PABRIK BAJA PT GUNAWAN DIANJAYA STEEL Tbk
MARGOMULYO SURABAYA**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

Bidang Studi Geoteknik

Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

MUHAMMAD ALFA RIZAL DESIANTO

Nrp. 3113 105 036

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Ir. Suwarno, M.Eng(Pembimbing I)

2. Prof.Ir.Indrasurya B.M.,MSc.,PhD(Pembimbing II)

**SURABAYA
JANUARY, 2016**

ALTERNATIF PERENCANAAN STRUKTUR SCALE PIT DAN METODE PELAKSANAANNYA PADA PROJECT PABRIK BAJA PT GUNAWAN DIANJAYA STEEL Tbk MARGOMULYO SURABAYA

Nama Mahasiswa : Muhammad Alfa Rizal Desianto
NRP : 3113105036
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : 1. Ir. Suwarno, M.Eng
2. Prof.Ir.Indrasurya B.M, MSc.PhD

ABSTRAK

Direncanakan kedalaman scale pit -8m panjang 56,7m dan lebar 6,8m. mengingat lokasi proyek ini terletak berdekatan dinding pembatas lahan (lahan terbatas) berada di atas tanah lempung yang memiliki sifat kembang susut, dan kandungan air yang tinggi, serta daya dukung yang rendah maka perlunya perencanaan yang tepat untuk menentukan alternatif perencanaan yang efisien dan metode pelaksanaan baik dari segi mutu, biaya.

Melihat kondisi yang harus dipertimbangkan seperti di atas, maka diperlukan adanya dinding penahan tanah sekaligus mampu menahan beban yang terjadi. Pada tugas akhir ini direncanakan alternatif konstruksi scale pit dan konstruksi pelaksanaan serta merencanakan metode pelaksanaannya. Alternatif konstruksi yang pertama adalah dinding penahan tanah diaphragm wall tanpa menggunakan PVD sebelumnya, dan Alternatif konstruksi yang kedua adalah dinding penahan tanah diaphragm wall dengan menggunakan PVD sebelumnya. Struktur tersebut dapat berperan sebagai dinding penahan tekanan tanah lateral (dinding scale pit).

Dari kedua alternatif yang direncanakan, diperoleh Alternatif 1 (Diaphragm Wall tanpa PVD) kedalaman total dinding sedalam 21 m dengan tebal 60 cm. Menggunakan Tulangan Utama D22 – 150, Tulangan Melintang D19 – 150 dan Tulangan geser Ø10 dengan jarak 150. Alternatif 2 (Kombinasi

Diaphragm Wall dan PVD) kedalam total dinding sedalam 21 m dengan tebal 50 cm. Menggunakan Tulangan Utama D22 – 200, Tulangan Melintang D19 – 150, dan Tulangan geser Ø10 dengan jarak 150. Dipilih pola pemasangan PVD segitiga dengan jarak 0,8 meter dengan waktu yang diperlukan untuk konsolidasi adalah 11 minggu. Dalam merencanakan tebal pelat lantai basement ini harus mempertimbangkan gaya uplift dan tekanan air yang diterima oleh pelat lantai ini. Tebal pelat 70 cm, dengan menggunakan tulangan arah x D22-250 mm dan tulangan y D19-200 mm. Perencanaan Balok Penyangga diaphragm wall. Balok ukuran 70 x 50 cm dengan Tulangan Utama D22 – 200 dan Tulangan geser Ø12 dengan jarak 150. Balok ukuran 50 x 50 cm dengan Tulangan Utama D19 – 200 dan Tulangan geser Ø12 dengan jarak 150.

Adapun metode konstruksi yang dipakai adalah Top-Down Construction.

Kata kunci : Diaphragma Wall, Metode Top-Down, PVD, Scale Pit.

ALTERNATIVE DESIGN STRUCTURE OF SCALE PIT AND METHOD OF IMPLEMENTATION ON PROJECT OF STEEL MILL PT GUNAWAN DIANJAYA STEEL Tbk MARGOMULYO SURABAYA

Student's Name : Muhammad Alfa Rizal Desianto
Student's Number : 3113105036
Department : Civil Engineering FTSP-ITS
Supervisor Lecture : 1. Ir. Suwarno, M.Eng
2. Prof.Ir.Indrasurya B.M, MSc.PhD

ABSTRACT

Design of scale pit, -8m depth, 56,7m long and 6,8m wide. considering the project site is located adjacent boundary wall of land (limited area) is above the clay has properties growth shrinkage, and high water content, and low bearing capacity, the need for proper planning to determine alternatif planning efesian and implementation methods well in terms of quality, costs.

Look the conditions that must be considered as above, it is necessary for retaining wall at the same time able to withstand the loads that occur. In this final planned pit alternative scale construction and construction execution and implementation is planned method. The first alternative is the construction of the retaining wall diaphragm wall without using PVD before, and the second is the construction of an alternative retaining wall diaphragm wall using PVD earlier. Such structures can act as a retaining wall lateral earth pressure (scale pit wall).

Of the two alternatives are planned, acquired Alternative 1 (Diaphragm Wall without PVD) total depth of the wall as deep as 21 m with a thickness of 60 cm. Using the Main Reinforcement D22 - 150, D19 Transverse Reinforcement - Reinforcement shear 150 and 150. Ø10 with a distance of Alternative 2 (combination of Diaphragm Wall and PVD) total depth of the wall as deep as 21 m with a thickness of 50 cm. Using the Main Reinforcement D22 -

200, Transverse Reinforcement D19 - 150, and sliding Reinforcement Ø10 with a distance of 150. Selected triangle pattern PVD installation with a distance of 0.8 meters with the time required for consolidation is 11 weeks. In planning the basement floor slab thickness must consider the uplift force and pressure of the water received by this floor plate. Slab thickness of 70 cm, using reinforcement directions x D22-250 mm and reinforcement y D19-200 mm. Planning beam diaphragm wall mountings. The block size of 70 x 50 cm with Main Reinforcement D22 - 200 and Reinforcement shear Ø12 with a distance of 150 beams of size 50 x 50 cm with Main Reinforcement D19 - 200 and Reinforcement shear Ø12 with a distance of 150.

The construction method used is a Top-Down Construction.

Keywords : Diaphragma Wall, Metode Top-Down, PVD, Scale Pit.

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT karena atas berkat rahmat dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul *“Modifikasi Perencanaan “Alternatif Perencanaan Struktur Scale Pit Dan Metode Pelaksanaannya Pada Project Pabrik Baja Pt Gunawan Dianjaya Steel Tbk Margomulyo Surabaya”*.

Penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini tidak lepas dari bantuan, bimbingan dan dorongan dari berbagai pihak baik secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, penulis mengucapkan banyak terima kasih dan penghargaan yang setinggi-tingginya kepada:

1. Orang tua dari penulis yang telah memberikan doa, kasih sayang dan dukungan baik moril maupun materil.
2. Ir. Suwarno, M.Eng dan Prof. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD. dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Teman-teman seperjuangan Lintas Jalur S-1 angkatan 2013, dan semua rekan mahasiswa Teknik Sipil ITS lainnya.
4. Kakak-kakak kelas Lintas Jalur S-1 alumni Polban yang sudah banyak memberikan ilmu dan pengalaman serta arahan kepada penulis.

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan tugas akhir ini.

Akhir kata penulis mengharapkan, semoga Tugas Akhir ini dapat memenuhi harapan dan bermanfaat bagi kita semua, khususnya mahasiswa Teknik Sipil.

Surabaya, Januari 2016

Penulis

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Lembar Pengesahan	ii
Abstrak	iii
Kata Pengantar	vii
Daftar Isi	viii
Daftar Gambar	xii
Daftar Tabel	xiv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah.....	4
1.5 Manfaat	4
1.6 Lokasi Perencanaan.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Penyelidikan Tanah	8
2.2.1 Sondir.....	8
2.2.2 Deep Boring.....	8
2.2.3 Standard Penetration Test.....	8
2.3 Tekanan Tanah Lateral	11
2.4 Analisa Stabilitas Dinding	15

2.5 Kontrol <i>Uplift</i>	17
2.6 Kontrol Bukaan Tanah Terhadap <i>Heaving</i>	17
2.7 <i>Diaphragm Wall</i>	18
2.7.1 Penulangan Vertikal	20
2.7.2 Penulangan Horizontal	22
2.7.3 Penulangan Geser	23
2.8 Metode Percepatan Pemampatan dengan PVD	24
2.9 Metode Pelaksanaan Konstruksi Scale pit Sistem Top Down	30
2.9 Dewatering	31
BAB III METODOLOGI PENELITIAN	33
3.1 Umum	33
3.2 Diagram Alir	34
3.2.1 Studi Literatur	35
3.2.2 Pengumpulan Data Untuk Perencanaan	36
3.2.3 Pemodelan Struktur Atas	37
3.2.4 Perencanaan <i>Diaphragm Wall</i>	37
3.2.5 Gambar Teknis	39
3.2.6 Tahapan Pelaksanaan	39
BAB IV ANALISA DATA TANAH	41
4.1 Data Tanah Dasar	41
4.1.1 Lokasi pengambilan Data Tanah	41
4.1.2 Data <i>Standard Penetration Test</i> (SPT)	41

4.1.3 Penentuan Parameter Tanah	43
4.1.4 Penentuan Poisson' Ratio (ν)	45
4.1.5 Modulus Young (E_s)	47
4.1.6 Nilai γ_d	48
4.1.7 Rangkuman Data Tanah	49
4.2 Analisa Data Pembebanan	51
4.3 Perhitungan Kedalaman Dinding Heaving	52
4.3.1 Perencanaan Kedalaman Dinding Berdasarkan Hydrodynamic	53
4.4 Perhitungan Kedalaman Dinding Berdasarkan Stabilitas Tanah	54
4.4.1 Asumsi Pembebanan	54
BAB V PERENCANAAN DIAFRAGMA WALL	57
5.1 Umum	57
5.2 Asumsi Pembebanan Tanah	58
5.3 Perhitungan Beban pada Dinding Diafragma	62
5.4 Alternatif 1 (Diafragma tanpa PVD)	62
5.3.1. Kondisi 1	62
5.3.2. Kondisi 2	70
5.5 Perencanaan Struktur Dinding Diafragma	78
5.6 Alternatif 2 (Kombinasi Diafragma Wall dan PVD)	80
5.6.1. Kondisi 1	93
5.6.2. Kondisi 2	102

5.7 Perencanaan Struktur Dinding Diafragma	109
5.8 Perencanaan Balok Memanjang, dan Melintang.....	111
5.9 Perencanaan Pelat Lantai Basement	117
5.10 Kontrol Uplift	120
BAB VI ANALISA VOLUME PEKERJAAN METODE	
PELAKSANAAN	123
6.1 Perbandingan Jumlah Volume Pekerjaan.....	123
6.1.1. Alternatif 1 (Diaphragm Wall tanpa PVD)	123
6.1.2 Alternatif 2 (Kombinasi Diaphragm Wall & PVD)	123
6.1 Urutan Pelaksanaan Diphragma Wall	124
6.1.1. Pekerjaan Persiapan	124
6.1.2 Pekerjaan Penggalan, Pembesian	125
6.3 Urutan Pelaksanaan <i>Top-down Construction</i>	131
6.3.1. Pekerjaan Diaphragm Wall	132
BAB VII PENUTUP	133
7.1 Kesimpulan	133
7.1.1. Perencanaan Scale Pit	133
7.1.2 Perbandingan Jumlah Volume Pekerjaan	134
7.1.3 Tahapan Pelaksanaan Metode Konstruksi	134
7.2. Saran	134
DAFTAR PUSTAKA	135
BIODATA PENULIS	136
LAMPIRAN	137

DAFTAR GAMBAR

- Gambar 1.1** Peta Lokasi Jembatan
- Gambar 2.1** Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Trapesium (NAVFAC DM-7, 1970)
- Gambar 2.2** Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Segiempat (NAVFAC DM-7, 1970)
- Gambar 2.3** Kurva hubungan antara tebal timbunan dengan intensitas beban yang bersesuaian dengan beban *traffic* (Japan Road Association, 1986)
- Gambar 2.4** Pengaruh *Settlement* (S_c) terhadap tinggi timbunan.
- Gambar 2.5** Pemberian Preloading secara Bertahap
- Gambar 2.6** Pemberian Preloading secara *Counter Weight*
- Gambar 2.7** Pola Susunan Bujur Sangkar, $D = 1,13 S$
- Gambar 2.8** Pola Susunan Segitiga, $D = 1,05 S$
- Gambar 2.9** Equivalent Diameter (d_w) untuk PVD
- Gambar 2.10** Gaya- gaya pada *Internal Stability*
- Gambar 2.11** Gaya- gaya pada *Foundation Stability*
- Gambar 2.12** Gaya Tarik Geotextile pada *Overall Stability*
- Gambar 2.13** Asumsi Gaya yang diterima Cerucuk (NAVFAC DM-7 1971)
- Gambar 2.14** Harga f berdasarkan NAVFAC DM-7 1971
- Gambar 2.15** Harga F_m
- Gambar 2.16** Distribusi Pembebanan
- Gambar 2.17** Grafik ketahanan lateral ultimate untuk tiang pendek dalam tanah kohesif
- Gambar 2.18** Grafik ketahanan lateral ultimate untuk tiang pendek dalam tanah tidak kohesif
- Gambar 4.1** Potongan melintang timbunan STA 5+950
- Gambar 4.4** Denah tampak atas perencanaan
- Gambar 5.1** Potongan melintang konstruksi *oprit* dengan timbunan
- Gambar 5.2** Grafik Hubungan H_{final} dengan $H_{initial}$
- Gambar 5.3** Grafik Hubungan H_{final} dengan *Settlement* (S_c)
- Gambar 5.4** Grafik Perbandingan Pemasangan PVD Pola Segiempat dan Pola Segiempat

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Sudut Geser antara Tanah Timbunan dengan <i>Geotextile</i> (δ)
Tabel 2.2	Harga-harga N_c , N_q , N_γ dari Caquot & Kerisel
Tabel 4.1	Data Rekapitulasi Tanah Dasar
Tabel 5.1	Tabel Perhitungan <i>Consolidation Settlement</i>
Tabel 5.2	Tabel Perhitungan <i>Immediate Settlement</i>
Tabel 5.3	Tabel Perhitungan <i>Consolidation Settlement</i> dan <i>Immediate Settlement</i>
Tabel 5.4	Tabel Rangkuman Perhitungan
Tabel 5.5	Faktor Waktu terhadap Derajat Konsolidasi
Tabel 5.6	Nilai C_v pada Tiap Kedalaman Lapisan Tanah
Tabel 5.7	Perhitungan Faktor Penghambat Akibat Jarak Pemasangan PVD ($F_{(n)}$) Pola Segitiga
Tabel 5.8	Perhitungan Faktor Penghambat Akibat Jarak Pemasangan PVD ($F_{(n)}$) Pola Segiempat
Tabel 5.9	Tahap Penimbunan perminggu
Tabel 5.10	Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi, $U=100\%$
Tabel 5.11	Konsolidasi Total untuk Pemasangan Pola Segitiga dengan Jarak 1.5 meter
Tabel 5.12	Tabel Penambahan Tegangan Efektif apabila Derajat Konsolidasi $< 100\%$
Tabel 5.13	Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi, $U<100\%$



BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Proyek pembangunan pabrik baja PT. Gunawan Dianjaya Steel Tbk., berlokasi di Jl. Margomulyo No. 29-A Greges – Asemrowo – Surabaya, yang dibangun oleh Kontraktor PT. Krakatau Engineering. Pada pabrik baja ini akan menghasilkan limbah yang cukup banyak berupa slag (kerak baja) dari proses peleburan baja. Di Indonesia sendiri, slag masih termasuk dalam kategori limbah B3 (Bahan Berbahaya dan Beracun) dan bersifat basah. Hal ini menyebabkan banyak industri yang kesulitan menampung slag dalam gudang-gudang mereka. Padahal, pemanfaatan slag dapat berguna untuk pembangunan infrastruktur. Selain itu, penggunaan slag sebagai pondasi pembuatan jalan, dapat mengurangi biaya pembangunan. Oleh karena itu diperlukan kolam tampung limbah baja (scale pit).

Direncanakan kedalaman scale pit -8m panjang 56,7m dan lebar 6,8m (gambar nomer 1-3). Dan mengingat lokasi proyek ini terletak berdekatan dinding pembatas lahan (lahan terbatas) berada diatas tanah lempung yang memiliki sifat kembang susut, dan kandungan air yang tinggi, serta daya dukung yang rendah (data tanah lampiran 1-14). maka perlunya perencanaan yang tepat untuk menentukan alternatif perencanaan yang efisien dan metode pelaksanaan baik dari segi mutu, dan biaya.

Melihat kondisi yang harus dipertimbangkan seperti di atas, maka diperlukan adanya dinding penahan tanah sekaligus mampu menahan beban yang terjadi. Pada tugas akhir ini akan merencanakan alternatif konstruksi scale pit dan konstruksi pelaksanaan serta merencanakan metode pelaksanaannya. Alternatif konstruksi yang pertama adalah dinding penahan tanah diaphragm

wall tanpa menggunakan PVD sebelumnya, dan Alternatif konstruksi yang kedua adalah dinding penahan tanah diaphragm wall dengan menggunakan PVD sebelumnya. Struktur tersebut dapat berperan sebagai dinding penahan tekanan tanah lateral (dinding scale pit).

Diaphragm wall adalah dinding beton bertulang yang relatif tipis yang dicor ke dalam suatu galian, dimana sisi – sisi galian sebelum dicor didukung oleh tekanan hidrostatik dari air yang dicampur dengan bentonit (lempung montmorilonit) (R.F. Craig, 1987 : 381). Diaphragm wall dapat dilaksanakan pada semua jenis dan kondisi tanah, tanpa harus menurunkan muka air tanah. Diaphragm wall dapat memenuhi beberapa keuntungan, yaitu pemikulan atau penahanan tekanan tanah dan tekanan hidrostatik horisontal besar, termasuk waktu gempa. Beban vertikal tetap (beban gravitasi) dapat dipikul. Lapisan-lapisan pembawa air akan tertutupi sehingga mengalirnya tanah ke dalam lubang galian dapat dicegah, karena dinding diafragma memakai lapisan kedap air untuk joint antar dinding yang dipasang water stop. Kemudian PVD digunakan untuk perbaikan tanah sebelum diaphragm wall dikerjakan supaya mendapatkan dimensi diaphragm wall paling efisien.

Dari kedua alternative konstruksi tersebut akan dibandingkan dari biaya material (volume pekerjaan). Dan merencanakan konstruksi untuk pelaksanaan menyusun urutan pelaksanaan penggalian supaya tidak terjadi kelongsoran serta pembangunan scale pit.

1.2 Rumusan Masalah

Secara umum berdasarkan latar belakang di atas, maka terdapat beberapa masalah yang harus dibahas antara lain:

1. Bagaimana merencanakan konstruksi diaphragm wall?
2. Bagaimana merencanakan konstruksi diaphragm wall dengan menggunakan PVD sebelumnya?
3. Bagaimana memodelkan analisis struktur diaphragm wall dengan menggunakan alat bantu program komputer?

4. Bagaimana memodelkan analisis struktur diaphragm wall + PVD dengan menggunakan alat bantu program komputer?
5. Bagaimana volume pekerjaan dari kedua alternatif tersebut (diaphragm wall tanpa menggunakan PVD dan diaphragm wall dengan menggunakan PVD sebelumnya)?
6. Bagaimana urutan pelaksanaan Scale pit?

1.3 Batasan Masalah

Pada tugas akhir ini, permasalahan dibatasi pada pokok-pokok pembahasan sebagai berikut:

1. Tidak menghitung biaya pelaksanaan dari pembangunan scale pit
2. Tidak direncanakan sistem drainase dan utilitas scale pit
3. Tidak membahas proses pengolahan limbah di dalam scale pit.
4. Desain ruang scale pit adalah menggunakan data dari Kontraktor PT. Krakatau Engineering.

1.4 Tujuan

Secara umum berdasarkan latar belakang di atas, maka terdapat beberapa masalah yang harus dibahas antara lain:

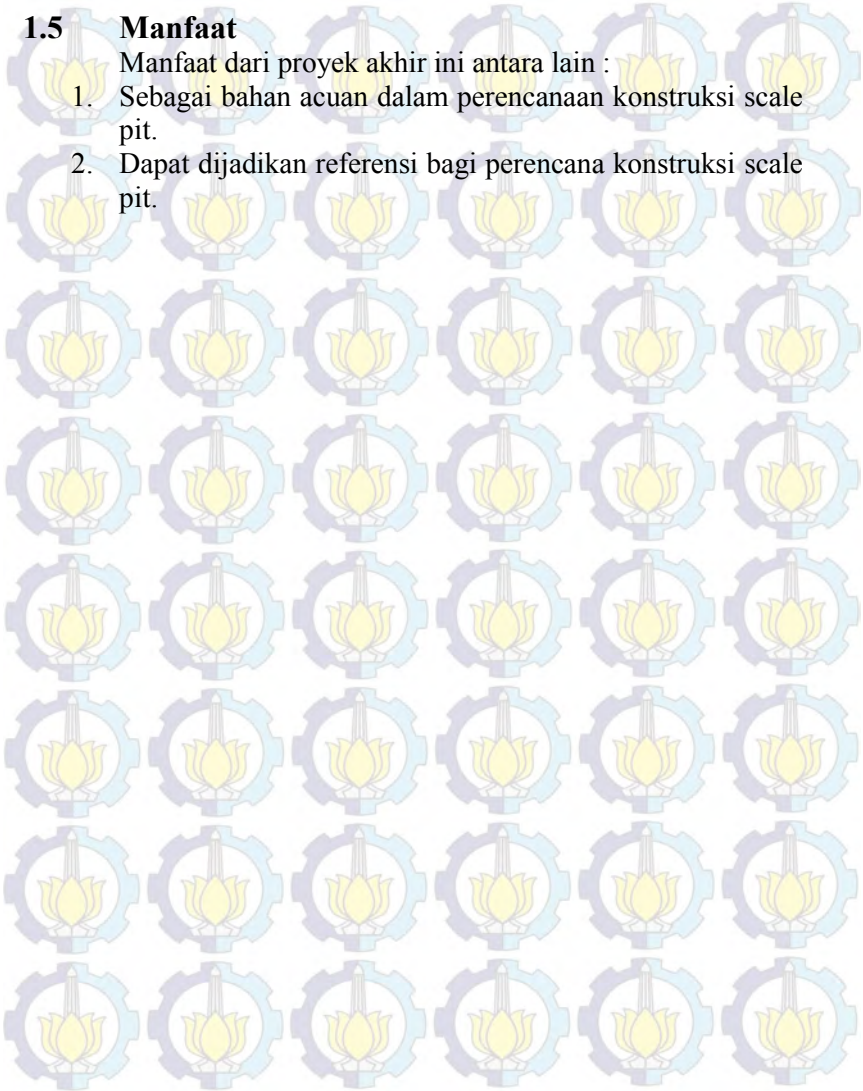
1. Mampu merencanakan konstruksi diaphragm wall?
2. Mampu merencanakan konstruksi diaphragm wall dengan menggunakan PVD sebelumnya?
3. Mampu memodelkan analisis struktur diaphragm wall dengan menggunakan alat bantu program komputer?
4. Mampu memodelkan analisis struktur diaphragm wall + PVD dengan menggunakan alat bantu program komputer?
5. Mampu menghitung volume pekerjaan dari kedua alternatif tersebut (diaphragm wall tanpa menggunakan PVD dan diaphragm wall dengan menggunakan PVD sebelumnya)?

6. Mampu menyusun urutan pelaksanaan Scale pit?

1.5 Manfaat

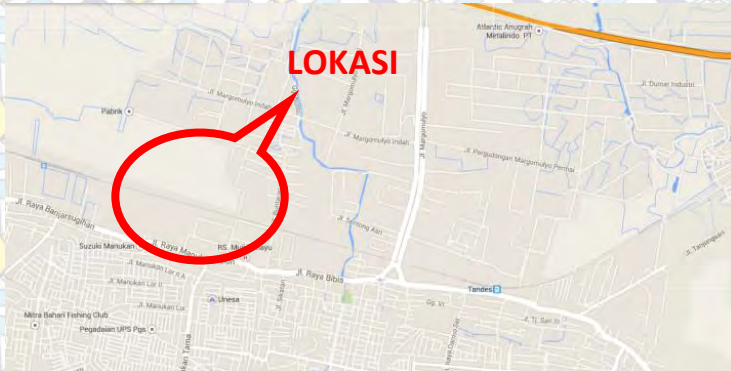
Manfaat dari proyek akhir ini antara lain :

1. Sebagai bahan acuan dalam perencanaan konstruksi scale pit.
2. Dapat dijadikan referensi bagi perencana konstruksi scale pit.

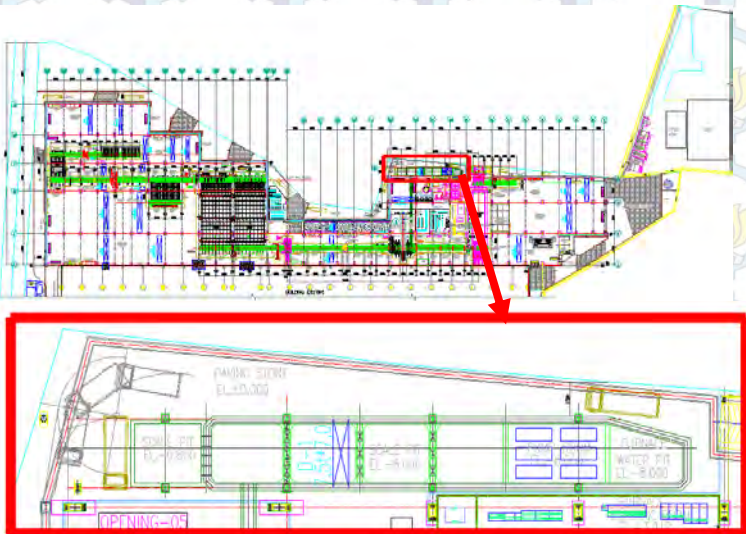


1.6 Lokasi Perencanaan

Dalam tugas akhir ini lokasi perencanaan scale pit pabrik baja PT. Gunawan Dianjaya Steel Tbk., berlokasi di Jl. Margomulyo No. 29-A Greges – Asemrowo – Surabaya



Gambar 1.1 Peta Lokasi Perencanaan



Gambar 1.2 Gambar Denah Perencanaan



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Struktur bawah memikul beban-beban dari struktur atas sehingga struktur bawah tidak botech gagal lebih dahulu dari struktur atas. Beban-beban tersebut dapat berupa beban mati (DL), beban hidup (LL), beban gempa (E), beban angin, dan lain – lain. Dalam merencanakan struktur bawah dipertukan data-data mengenai karakteristik tanah tempat struktur tersebut berada dan beban struktur yang bekerja di atas struktur bawah yang direncanakan. Karakteristik tanah metiputi jenis lapisan tanah di bawah permukaan tanah, kadar air, tinggi muka air tanah, dtt. Beban struktur yang bekerja tergantung dari jenis material yang digunakan, jumlah tingkat bangunan, jenis-jenis beban yang bekerja pada struktur tersebut, dan lain - lain. . Jenis pondasi ditentukan dengan mempertimbangkan kondisi lingkungan tempat berdirinya bangunan dan usutan jenis pondasi serta karakteristik tanah yang dilaporkan oleh soil engineer.

Hasil dari penyetidikan tanah yang dilaporkan oleh *soil engineer* antara lain:

- a. Kondisi tanah dasar yang menjetaskan jenis [apisan tanah pada beberapa lapisan kedalaman.
- b. Analisis daya dukung tanah.
- c. Besar nitai SPT (*Standard Penetration Test*) dari beberapa titik bor.
- d. Besar tahanan ujung konus dan jumlah hambatan petekat dari beberapa titik sondir.
- e. Hasil tes laboratorium tanah untuk mengetahui berat jenis tanah, dan lain – lain.
- f. Analisis daya dukung tiang pondasi berdasarkan data-data tanah (apabila menggunakan pondasi tiang).

2.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan Tanah dilapangan bertujuan untuk mengetahui kondisi tanah dan jenis lapisannya. Penyelidikan tanah ini dilakukan dengan berbagai cara, seperti:

2.2.1 Sondir

Test sondir dilakukan dengan menggunakan alat sondir yang dapat mengukur nitai perlawanan konus (*Cone Resistance*) dan hambatan tekat (*Local Friction*) secara langsung di lapangan.

Hasil penyondiran disajikan dalam bentuk diagram sondir yang memperlihatkan hubungan antara kedalaman sondir di bawah muka tanah dan besarnya nitai perlawanan konus (q_c) serta jumlah hambatan petekat (TF).

2.2.2 Deep Boring

Deep boring ditaksanakan dengan menggunakan mesin bor untuk mendapatkan contoh tanah. Pekerjaan Standard Penetration Test juga dilakukan pada pekerjaan boring.

2.2.3 Standard Penetration Test

Standard Penetration test dilaksanakan pada lubang bor setelah pengambilan contoh tanah pada setiap beberapa interval kedalaman. Cara uji dilakukan untuk memperoleh parameter pertawanan penetrasi lapisan tanah di lapangan. Parameter tersebut diperoleh dari jumlah pukulan terhadap penetrasi konus, yang dapat dipergunakan untuk mengidentifikasi pertapisan tanah.

Dalam proyek gedung pabrik baja ini yang menjadi rujukan untuk pengerjaan tugas akhir ini, data tanah yang didapatkan adalah dari hasil tes SPT. Setelah mengadakan penyelidikan tanah, maka selanjutnya dipilih jenis pondasi yang digunakan.

2.2.3.1 Korelasi *Standard Penetration Test* (SPT)

Korelasi SPT digunakan pada tugas akhir ini karena data tanah yang didapat adalah hasil dari SPT. Bowles (1983) dalam Wahyudi (1999) mengemukakan bahwa ada korelasi antara nilai pukulan (N) pada SPT dengan parameter tanah lainnya, terlihat pada Tabel 2.1 dan Tabel 2.2 dibawah ini:

Tabel 2.1 Korelasi Nilai N pada tanah *Cohesionless*

N	0-3	4-10	11-30	31-50	>50
γ (kN/m ³)	-	16-25	14-18	16-20	18-23
ϕ	0	25-32	28-36	30-40	>33
State	<i>Very Loose</i>	<i>Loose</i>	<i>Medium</i>	<i>Dense</i>	<i>Very Dense</i>
Dr (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100

Sumber: Bowles (1983)

Tabel 2.2 Korelasi Nilai N pada tanah *Cohesive*

N	< 4	4-6	6-15	16-25	>25
γ (kN/m ³)	14-16	16-18	16-18	16-20	18-23
q_u (kPa)	< 25	20-50	30-60	40-200	>100
Consistency	<i>Very soft</i>	<i>Soft</i>	<i>Medium</i>	<i>Stiff</i>	<i>Hard</i>

Sumber: Bowles (1983)

Nilai E (Modulus Young) dapat ditentukan dengan cara menkorelasikan konsistensi tanah dari tiap lapisan dengan tabel yang disajikan berikut ini (Lihat Tabel 2.3).

Tabel 2.3 Korelasi Konsistensi Tanah dengan nilai E

Konsistensi Tanah	Nilai E (Modulus Young)
Lempung lunak	1380 - 3450 (KN/m ²)
Lempung keras	5865 - 13800 (KN/m ²)
Pasir lepas	10350 - 27600 (KN/m ²)
Pasir padat	34500 - 69000 (KN/m ²)

(Sumber: Herman Wahyudi, 1999)

Beberapa tokoh yang mengemukakan tentang korelasi parameter tanah:

1. Meyerhof, korelasi Dr dan Ø.

$$\bar{\sigma} = 25 + 0.35 D_r \quad (\text{jika kandungan pasir dan lanau} > 5\%)$$

$$\bar{\sigma} = 35 + 0.15 D_r \quad (\text{jika kandungan pasir dan lanau} < 5\%)$$

2. Dunham

$$\bar{\sigma} = (12 N)^{0.5} + 25$$

3. Osaki

$$\bar{\sigma} = (20 N)^{0.5} + 15$$

4. Marcusson dan Biegankowky (1977), korelasi N, Dr, Ø, dan C_u.

$$D_r = 0.086 + 0.0083 (2311 + 222 N - 711 (OCR) - CI \sigma_v)^{0.5}$$

Dimana:

CI : 7.7 untuk σ_v kPa dan 63 untuk psi units

OCR : Over Consolidation = $\frac{\sigma_v \text{ terdahulu}}{\sigma_v \text{ sekarang}}$

5. Fardis dan Venezano (1981), korelasi antara N dan C.

$$\ln N = C_2 + 2.06 \ln D_r + C_3 \ln \sigma_v$$

Dimana:

C₂ : fungsi kedalaman yang ditentukan di lapangan dengan pengukuran N, Dr

C₃ : 0.22 untuk σ_v dalam kPa dan 0.442 untuk psi unit.

6. Schults dan Mezenback (1982), korelasi N dan Dr.

$$\ln D_r = 0.478 \ln N - 0.262 \ln \sigma_v + 2.84$$

Dimana:

σ_v : tegangan vertikal tanah efektif dalam bars atau 100 kPa

7. Terzaghi dan Peck (1943), korelasi N dan C_u untuk tanah lempung. C_u dalam kPa.

Untuk lempung plastis : $C_u = 12.5 \text{ N}$

Untuk lempung berlanau : $C_u = 10 \text{ N}$

Untuk lempung berpasir : $C_u = 6.7 \text{ N}$

2.3 Tekanan Tanah Lateral

Tekanan Tanah lateral adalah sebuah parameter perencanaan yang penting di dalam sejumlah persoalan teknik pondasi. Dinding penahan dan dinding turap (*sheet pile wall*), galian yang diperkokoh (braced excavation) dan galian tidak diperkokoh (unbraced excavation), tekanan tanah (grain pressure) pada dinding diafragma, dan lain-lain. Semuanya ini memerlukan perkiraan tekanan lateral secara kuantitatif pada pekerjaan konstruksi, baik untuk analisa perencanaan maupun analisa stabilitas (Joseph E. Bowles, 1988). Tekanan tanah lateral dapat dibagi menjadi tiga jenis, yaitu :

- Jika dinding tidak bergerak K menjadi koefisien tekanan tanah diam (K_0)
- Jika dinding bergerak menekan ke arah tanah hingga runtuh, koefisien K mencapai nilai maksimum yang disebut tekanan tanah pasif (K_p)
- Jika dinding menjauhi tanah, hingga terjadi keruntuhan, maka nilai K mencapai minimum yang disebut tekanan tanah aktif (K_a)

Pergerakan dari 3 jenis tekanan tanah tersebut dapat dilihat pada gambar 2.1 seperti yang di bawah ini.



Gambar 2.1 Jenis Tekanan Tanah Berdasarkan Arah Pergerakan Dinding

(Sumber : Weber, 2010)

Tekanan tanah, tinggi dinding dan tekanan tanah lateral yang bekerja pada dinding dapat mempengaruhi besarnya perpindahan dinding penahan tanah. Tabel 2.2 dan Tabel 2.3 mendeskripsikan tentang korelasi jenis tanah dengan tinggi dinding dan perpindahan akibat tekanan tanah lateral tanah yang bekerja.

Tabel 2.4 Hubungan Jenis Tanah, Tinggi dinding & perpindahan Untuk Tekanan Aktif

Jenis Tanah	Δx Aktif
Pasir Padat	0,001 H – 0,002 H
Pasir Lepas	0,002 H – 0,004 H
Lempung Keras	0,01 H – 0,02 H
Lempung Lunak	0,02 H – 0,05 H

(Sumber : Gouw, 2009)

Tabel 2.5 Hubungan Jenis Tanah, Tinggi dinding & perpindahan Untuk Tekanan Pasif

Jenis Tanah	Δx Pasif
Pasir Padat	0,005 H
Pasir Lepas	0,01 H
Lempung Keras	0,01 H
Lempung Lunak	0,05 H

(Sumber : Gouw, 2009)

Menurut Teori Rankine (1987)

Teori Rankine berasumsi bahwa :

- Tidak ada adhesi atau friksi antar dinding dengan tanah (friksi sangat kecil sehingga diabaikan)
- Tekanan lateral terbatas hanya untuk dinding vertical 90°.
- Kelongsoran terjadi sebagai akibat dari pergeseran tanah yang ditentukan oleh sudut geser tanah (ϕ).
- Tekanan lateral bervariasi linier terhadap kedalaman dan resultan tekanan yang berada pada sepertiga tinggi dinding, diukur dari dasar dinding
- Resultan gaya bersifat paralel terhadap permukaan urugan.

2.3.1 Tekanan Tanah Aktif (K_a)

Tekanan tanah aktif (dengan kohesi nol, $C=0$)

Suatu dinding penahan tanah dalam keseimbangan menahan tekanan tanah horizontal, tekanan tanah dapat dievaluasi dengan menggunakan koefisien tekanan tanah K_a . Untuk mendapatkan tekanan tanah horizontal K_a adalah konstanta yang fungsinya mengubah tekanan vertikal tersebut menjadi tekanan horizontal. Oleh karena itu tekanan horizontal dapat dituliskan sebagai berikut :

$$Pa = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

Dimana harga K_a

Untuk tanah datar adalah :

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.2)$$

Tekanan tanah aktif berkohesi

Kohesi (kelekatan tanah) mempunyai pengaruh mengurangi tekanan aktif tanah sebesar $2c\sqrt{K_a}$. Jadi dapat dirumuskan menjadi seperti berikut ini :

$$Pa = K_a \gamma H^2 - 2c\sqrt{K_a} \quad (2.3)$$

2.3.2 Tekanan Tanah Pasif (K_p) Menurut Rankine

Pada dinding penahan tanah menerima tekanan tanah pasif yang dapat menahan tekanan tanah aktif.

Tekanan tanah pasif (K_p) yang besarnya sebagai berikut :

$$K_p = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.4)$$

Maka tahanan pasif suatu tanah datar tanpa kohesi ($C=0$)

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (2.5)$$

Tahanan pasif suatu tanah datar dengan kohesi

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 - 2c\sqrt{K_p} \quad (2.6)$$

2.3.3 Tekanan Tanah dalam keadaan diam (K_0)

Pada saat dinding penahan tanah dalam keadaan diam, yaitu saat dinding tidak bergerak kesalah satu arah horizontal, maka massa tanah berada dalam keadaan keseimbangan elastis (*elastic equilibrium*). Rasio tekanan arah horizontal dan vertical dinamakan “koefisien tanah dalam keadaan tanah diam (*coefficient of earth preasure at rest*), K_0 , atau

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2.7)$$

Karena $\sigma_v = \gamma Z$, maka $\sigma_v = K_0 \gamma Z$

Untuk tanah berbutir, keadaan tanah dalam keadaan diam dapat dihitung oleh hubungan empiris yang di perkenalkan oleh Jaky (1944).

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (2.8)$$

Brooker dan Ireland (1965) mengemukakan hubungan empiris untuk menghitung K_0 dari tanah lempung yang terkonsolidasi normal

$$K_0 = 0,95 - \sin \phi \quad (2.9)$$

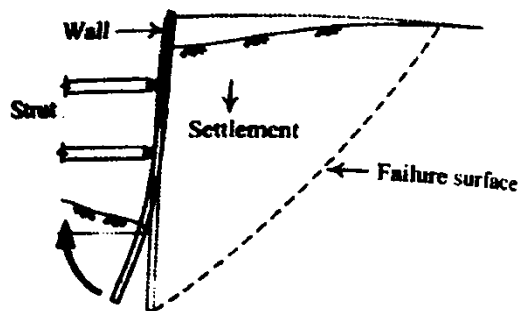
Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi normal, persamaan empiris yang lain untuk K_0 juga di kemukakan oleh Alpan (1967):

$$K_0 = 0,19 + 0,223 \text{ Log } (PI) \quad (2.10)$$

Keterangan : PI = Indeks Plastis

2.4 Analisa Stabilitas Dinding

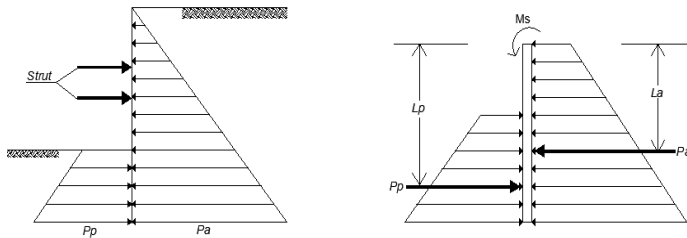
Disaat gaya geser suatu titik dalam tanah telah melebihi atau seimbang dengan gaya geser tanah, titik tersebut akan mengalami keruntuhan atau sedang dalam keadaan kritis. Disaat banyak titik runtuh bersatu membentuk suatu bidang, maka bidang keruntuhan akan mengalami *collapse*. Hal ini biasa disebut dengan *overhall shear failure*. Analisa keruntuhan dapat dihitung dengan analisa *push-in* dapat dilihat pada **gambar 2.2** berikut ini.



Gambar 2.2 Keruntuhan Akibat Push-in
(Sumber : Chang Yu-Ou, 2006)

Dorongan push-in disebabkan oleh tekanan tanah dalam keadaan kritis dapat menggerakkan dinding dalam jarak yang cukup jauh ke zona galian terutama pada daerah dinding yang tertanam dalam tanah hingga mengakibatkan keruntuhan sepenuhnya pada dinding penahan tanah.

Analisa Push-in dilakukan dengan menggunakan metode *free earth support* dengan mengambil model dinding dibawah strut yang paling bawah dan dihitung tekanan tanah aktif dan pasifnya dalam keadaan setimbang seperti pada **gambar 2.3**.



Gambar 2.3 Analisa dengan Metode Gross Pressure
(Sumber : Chang Yu-Ou, 2006)

Dalam kondisi tersebut dapat dihitung factor keamanan untuk penahan dorongan push-in sebagai berikut.

$$Fp = \frac{M_r}{M_d} = \frac{Pp Lp + Ms}{Pa La} \quad (2.11)$$

Dimana,

- Fp = Faktor Keamanan terhadap push-in
- M_r = Momen Penahan
- M_d = Momen Pendorong
- P_a = Resultan Gaya tekan tanah aktif
- L_a = jarak dari strut terbawah ke titik tangkap gaya P_a
- M_s = momen lengkung dinding yang diijinkan
- P_p = Resultan gaya tekan tanah pasif
- L_p = jarak dari strut terbawah ke titik tangkap gaya P_p

Persamaan (2.11) biasa disebut metode gross preasure. JSA (1988) dan TGS (2001) menyarankan $Fp \geq 1,5$ namun saat mengasumsikan $M_s = 0$, $Fp \geq 1,2$. Persamaan ini dapat digunakan untuk menghitung factor keamanan dalam menahan

push-in sekaligus untuk mencari kedalaman dinding yang tertanam secara efektif dalam berbagai angka keamanan.

2.5 Kontrol Uplift

Struktur bangunan bawah tanah dikontrol kestabilannya terhadap gaya angkat keatas akibat tekanan air tanah. Kontrol *uplift pressure* dilakukan terutama pada bagian pelat lantai paling bawah yang bersentuhan langsung dengan tanah. Lapisan tanah kedap air seperti lempung dibawah pelat akan ikut sebagai penahan gaya angkat ini. Persamaannya dapat dihitung sebagai berikut.

$$F_b = \frac{W_{struktur} + \sum \gamma_{ti} h_i + Q_s / 3}{H_w \gamma_w A} \quad (2.12)$$

Dimana,

- | | |
|----------------|---|
| F_b | = Faktor Keamanan terhadap gaya angkat $\geq 1,2$ |
| $W_{struktur}$ | = Berat struktur diatas tanah |
| γ_{ti} | = Berat jenis tanah kedap air |
| h_i | = Tebal lapisan tanah kedap air |
| Q_s | = Skin friction dinding |
| H_w | = $q_{si} A_{si} = \sum_{i=0}^{i=i} \left(\frac{N_{si}}{3} + 1 \right) A_{si}$ (Luciano DeCourt, 1 |
| γ_w | (2.13) |
| A | = tinggi muka air tanah |
| | = berat jenis air tanah |
| | = Luasan pelat yang paling bawah |

2.6 Kontrol bukaan tanah terhadap heaving

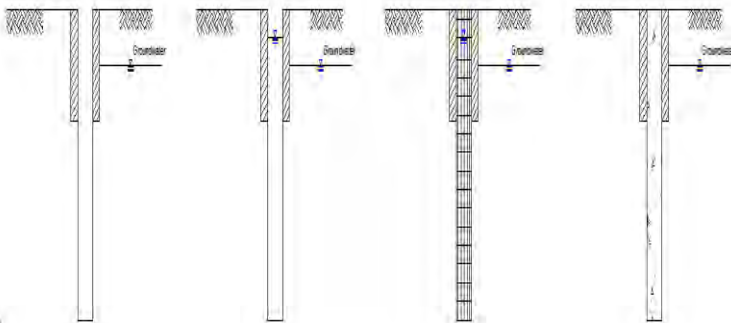
Ketika bukaan tanah terletak diatas tanah lempung lunak, lempung mungkin akan mengalir kedalam bukaan tanah yang disebut dengan heaving. Hal ini disebabkan tanah yang dipindahkan pada saat penggalian akan memperkecil tekan overburden, sehingga tanah terdorong kedalam bukaan tanah dan akan menyebabkan heaving. Besarnya *Heaving* atau dorongan akan berkisar 30 mm. Untuk itu bukaan perlu diadakan *control heaving*.

2.7 Diaphragm Wall

Dinding Diafragma adalah selaput beton bertulang yang relatif tipis (30 cm – 120 cm) yang dicor ke dalam suatu lubang galian, dimana sisi – sisi galian tersebut sebelum dicor didukung oleh tekanan hidrostatik dari air yang dicampur dengan bentonit (lempung montmorilonit). Bila dicampur dengan air, *bentonite* dengan cepat akan menyebar untuk membentuk suspensi koloid yang memiliki sifat-sifat tiksotropik (membentuk gel jika tidak digerakan) (R.F.Craig:1987).

Diaphragm wall pertama kali digunakan di Itali pada tahun 1950-an. Pembuatan diaphragm wall diawali dengan menggali panel dinding menggunakan excavation grab yang dibantu dengan guide wall sambil dialiri semen bentonite untuk menstabilkan tanah. Tulangan yang sudah dirakit kemudian dimasukkan kedalam galian dinding lalu dicor menggunakan pipa Tremie. Berikut ini adalah gambar proses konstruksi *diaphragm wall* :

Gambar 2.5 Konstruksi Diaphragm Wall



(Sumber : Chang Yu-Ou, 2006)

Keuntungan dalam penggunaan diaphragm wall adalah sebagai berikut.

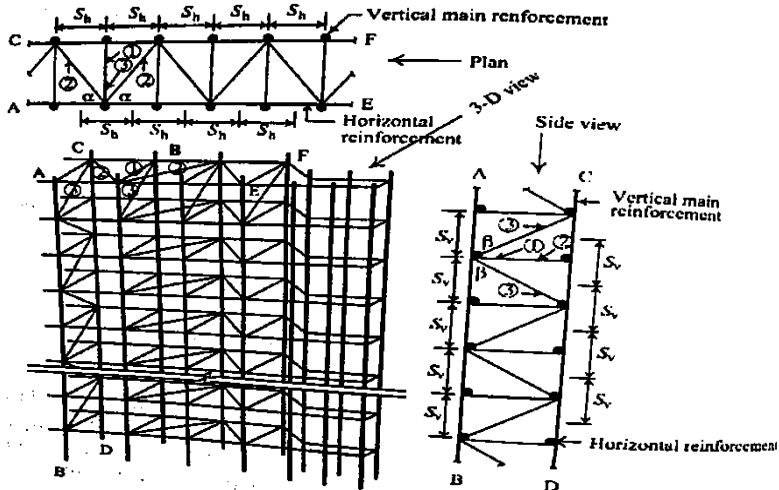
1. Rendah getaran, rendah kebisingan, kekakuan yang tinggi dan deformasi dinding relative kecil
2. Ketebalan dan kedalaman dinding yang dapat disesuaikan
3. Kerapatan yang baik
4. Dapat digunakan sebagai struktur permanen
5. Diaphragm wall dan pelat lantai terbawah dapat menyatu sebagai pondasi

Namun, ada beberapa kekurangan yang dihasilkan dalam pemakaian diaphragm wall sebagai berikut.

1. Perlengkapan alat berat yang besar dan banyak, waktu konstruksi yang lama.
2. Peralatan penunjang seperti tempat penyimpanan bentonite butuh spasi tempat yang besar.
3. Konstruksi sulit pada pasir berkerapatan renggang
4. Tidak aplikatif pada tanah yang memiliki lapisan batuan keras

Merencanakan diaphragm wall terdiri dari perencanaan ketebalan dinding dan penulangannya. Ketebalan dinding biasanya ditentukan melalui analisa tegangan, analisa deformasi dinding, dan studi kelayakan detailing penulangan dinding. Menurut Chang Yu-Qu (2006), Ketebalan dinding dapat diasumsikan sebesar 5% dari kedalaman galian di preliminary design.

Perhitungan penulangan diaphragm wall secara umum mengikuti metode LFRD. Desain utama penulangannya meliputi tulangan vertical, tulangan horizontal, dan tulangan geser seperti pada **Gambar 2.6**. Perhitungan penulangan didasarkan pada *bending moment* dan *shear envelope*.



Gambar 2.6 Desain Penulangan Diaphragm Wall
(Sumber : Chang Yu-Ou, 2006)

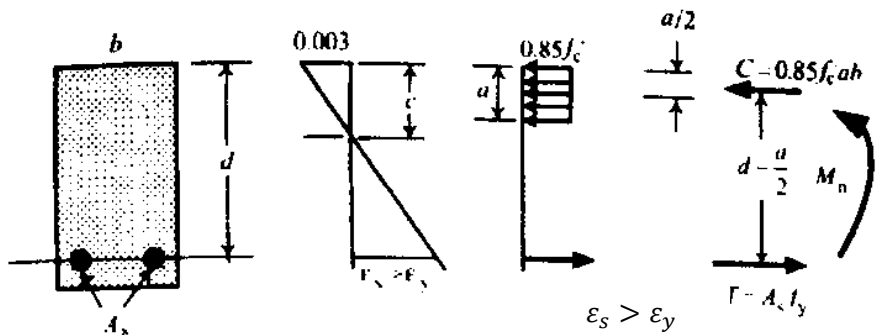
2.7.1 Penulangan Vertikal

Seperti pada Gambar 2.7, momen penahan nominal dapat dicari melalui perumusan berikut.

$$M_R = \frac{1}{\phi} \left[\rho_{max} f_y \left(1 - 0,59 \frac{\rho_{max} F_y}{f'_c} \right) \right] b d^2 \quad (2.15)$$

Dimana,

- D = jarak dari serat tekan terluar ke titik pusat serat tarik
- ρ_{max} = rasio penulangan maksimum = $0,75 \rho_{balance}$
- γD = tegangan overburden pada sisi aktif dinding
- ϕ = Faktor reduksi untuk *bending moment* = 0,9
- f'_c = mutu beton
- f_y = mutu tulangan



Gambar 2.7 Tegangan pada kondisi ultimate di beton bertulang
(Sumber : Chang Yu-Ou, 2006)

Rasio tulangan saat keadaan balanced dapat dihitung melalui perumusan berikut

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) \quad (2.16)$$

Dimana,

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 ; f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right) \geq 0,65 ; f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad (2.17)$$

Saat $M_u \leq \phi M_R$

Desain penulangan yang perlu direncanakan hanyalah tulangan Tarik saat kondisi ini seperti berikut ini.

- Menentukan rasio kekuatan material

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} \quad (2.18)$$

- Menentukan rasio penulangan

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_n}{f_y b d^2}} \right) \quad (2.19)$$

- Menentukan luasan tulangan yang

$$A_s = \rho b d \quad (2.20)$$

Saat $M_u > \phi M_R$

Kondisi ini menjelaskan bahwa tulangan tarik sudah mencapai tegangan maksimumnya, dimana momen penahan nominal masih lebih kecil daripada bending momentnya. Kondisi ini mengakibatkan perlunya penulangan tekan sebagai berikut.

- Mencari nilai a

$$a = \frac{T_1}{0,85f'_c} = \frac{\rho_1 b d f_y}{0,85f'_c b} \quad (2.21)$$

- Menentukan rasio penulangan

$$M_2 = Mn - M_1 = Mn - T_1 \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.22)$$

- Menentukan luasan tulangan yang diperlukan

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \rho_1 b d + \frac{M_2}{f_y (d - d')} \quad (2.23)$$

2.7.2 Penulangan Horisontal

Tulangan horisontal diperlukan karena efek susutnya beton oleh temperature dengan perhitungannya menggunakan persamaan berikut.

$$A_s = \begin{cases} 0,002 A_g & (f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2) \\ 0,0018 A_g & (f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2) \\ 0,0018 \left(\frac{4200}{f_y} \right) A_g & (f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2) \end{cases} \quad (2.24)$$

Dimana, A_g = tebal dinding x lebar unit

2.7.3 Menghitung Tulangan geser

Tulangan geser direncanakan apabila $V_u \geq V_c = \phi 0,53$

$\sqrt{f'_c} b d$ dimana $\phi = 0,85$. Apabila melihat pada gambar 2.8, terdapat 3 jenis tulangan geser seperti yang dinomori yaitu terdiri dari satu tulangan utama dan dua tulangan miring. Apabila jarak horizontal antar dua tulangan geser sama, dengan asumsi $b = 100 \text{ cm}$, maka

$$A_v = \frac{100 A_b}{S_h} \quad (2.25)$$

Dimana,

A_v = luasan total seluruh tulangan geser pada jarak horisontal

A_b = luasan bagian dari sebuah tulangan geser

S_h = jarak horizontal antar tulangan miring

Sehingga kekuatan geser nominal pada tiga tulangan geser dapat dihitung sebagai berikut.

$$v_{s1} = \frac{A_v f_y d}{S_v} \quad (2.26)$$

$$v_{s2} = \frac{A_v f_y d}{S_v} \sin \alpha \quad (2.27)$$

$$v_{s2} = \frac{A_v f_y d}{S_v} \sin \beta \quad (2.28)$$

Dimana,

V_{s1} = kekuatan geser nominal tulangan utama

V_{s2} = kekuatan geser nominal tulangan miring tipe 2

V_{s3} = kekuatan geser nominal tulangan miring tipe 3

α = sudut antara tulangan miring dengan tulangan horisontal

β = sudut antara tulangan miring dengan tulangan vertical

Kekuatan geser nominal seluruh tulangan geser pada diaphragm wall dapat dihitung sebagai berikut.

$$V_n = V_c + V_s = V_c + V_{s1} + V_{s2} + V_{s3} \quad (2.29)$$

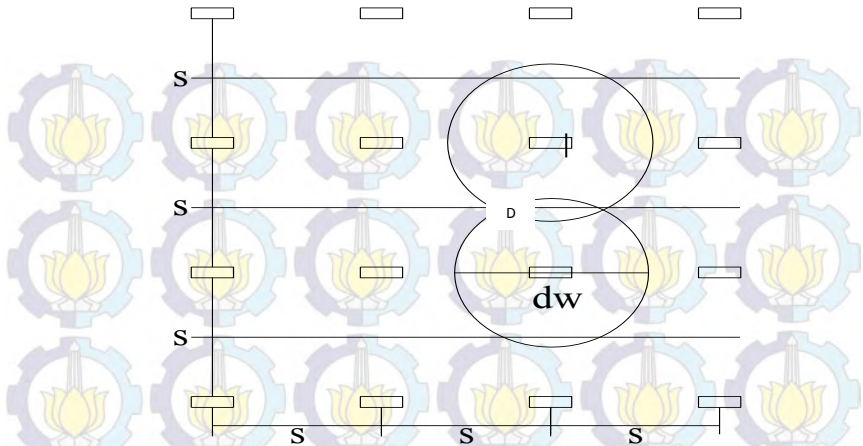
2.8 Metode Percepatan Pemampatan dengan PVD (*Prevabricated Vertical Drain*)

Penentuan waktu konsolidasi didasarkan pada teori aliran air vertikal didalam kolom pasir (menurut Barron, 1948) dengan menggunakan asumsi teori Terzaghi tentang konsolidasi linier satu dimensi. Teori tersebut menetapkan hubungan antara waktu, diameter drain, jarak antara drain, koefisien konsolidasi dan rata – rata derajat konsolidasi. Penentuan waktu konsolidasi dari teori Barron (1948) adalah

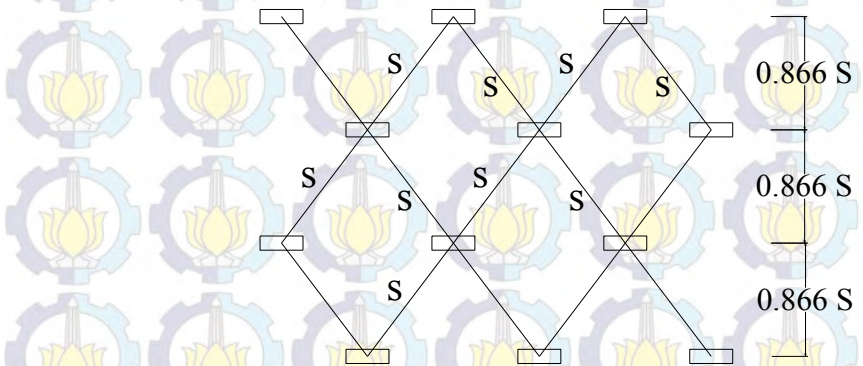
$$t = \left(\frac{D^2}{8Ch} \right) F(n) \ln \left(\frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right) \dots\dots\dots$$

Dimana :

- t = waktu untuk menyelesaikan konsolidasi primer.
- D = diameter equivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari PVD.
- D = $1,13 \times S$ untuk pola susunan bujur sangkar (**Gambar2.7**).
- D = $1,05 \times S$ untuk pola susunan segitiga (**Gambar 2.8**)
- Ch = koefisien konsolidasi untuk aliran air arah horisontal
- \bar{U}_h = derajat konsolidasi tanah (arah horisontal)



Gambar 2.7 Pola Susunan Bujur Sangkar, $D = 1,13 S$



Gambar 2.8 Pola Susunan Segitiga, $D = 1,05 S$

Persamaan 2.17 dikembangkan lagi oleh Hansbo (1979) yang mendekati teori Barron. Teori Hansbo (1979) lebih sederhana dengan memasukkan dimensi fisik dan karakteristik PVD. Fungsi $F_{(n)}$ adalah merupakan fungsi hambatan akibat jarak

antara titik pusat PVD. Menurut Hansbo (1979), harga $F(n)$ didefinisikan dalam Persamaan 2.18:

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \left[\ln(n) - \left(\frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right) \right]$$

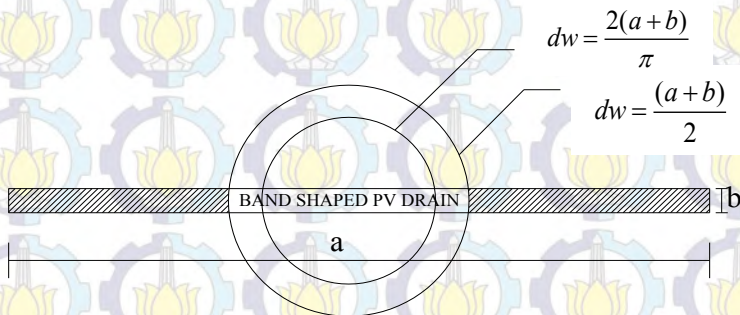
atau

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \left[\ln(n) - 3/4 - \left(\frac{1}{4n^2} \right) \right] \dots\dots\dots (2.12)$$

Dimana:

$$n = D/d_w$$

d_w = diameter *equivalen* dari vertikal drain (**Gambar 2.9**)



Gambar 2.9 *Equivalent Diameter (d_w) untuk PVD*

Pada umumnya, $n > 20$ sehingga dapat dianggap $1/n = 0$ dan

$$\left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \approx 1; \text{ jadi :}$$

$$F(n) = \ln(n) - 3/4, \text{ atau}$$

$$F(n) = \ln(D/d_w) - 3/4 \dots\dots\dots (2.13)$$

Hansbo (1979) menentukan waktu konsolidasi dengan menggunakan Persamaan sebagai berikut :

$$t = \left(\frac{D^2}{8.C_h} \right) . (F(n) + F_s + F_r) . \ln \left(\frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right) \dots\dots\dots (2.14)$$

Dimana :

- t = waktu yang diperlukan untuk mencapai \bar{U}_h
D = diameter equivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari PVD.
• 1,13 x S untuk pola susunan bujur sangkar
• 1,05 x S untuk pola susunan segitiga
S = jarak antara titik pusat PVD
C_h = koefisien aliran horisontal = (kh/kv).C_v
K_h/K_v = perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah arah horisontal dan vertikal, untuk tanah lempung jenuh air berkisar antara 2 – 5
F_(n) = faktor hambatan disebabkan karena jarak antar PVD
F_r = faktor hambatan akibat gangguan pada PVD sendiri
F_s = faktor hambatan tanah yang terganggu (*disturbed*)
 \bar{U}_h = derajat konsolidasi tanah (arah horisontal)

Harga F_r merupakan faktor tahanan akibat adanya gangguan pada PVD sendiri dan dirumuskan sebagai berikut :

$$F_r = \pi . z . (L - z) . \left(\frac{kh}{q_w} \right) \dots\dots\dots (2.15)$$

Dimana:

- z = kedalaman titik yang ditinjau pada PVD terhadap permukaan tanah
L = panjang *vertical drain*
K_h = koefisien permeabilitas arah horisontal dalam tanah yang tidak terganggu (*undisturbed*)

Q_w = Discharge capacity (kapasitas discharge) dari drain (tergantung dari jenis PVDnya).

F_s merupakan faktor ada atau tidaknya perubahan tanah di sekitar PVD akibat pemancangan. Faktor ini memasukkan pengaruh gangguan terhadap tanah karena pemancangan, F_s dirumuskan:

$$F_s = \left(\frac{kh}{ks} - 1 \right) \cdot \ln \left(\frac{ds}{dw} \right) \dots \dots \dots (2.16)$$

Dimana :

K_s = koefisien permeabilitas arah horisontal pada tanah sudah terganggu (*disturbed*).

D_s = diameter tanah yang terganggu (*disturbed*) sekeliling *vertical drain*.

d_w = *equivalen diameter*.

Dalam Persamaan 2.20, adanya faktor F_s dan F_r cenderung memperlambat kecepatan konsolidasi. Factor yang paling penting adalah $F_{(n)}$ sedangkan nilai F_s dapat mendekati atau lebih besar dari $F_{(n)}$. Data lapangan didapatkan harga $F_s/F_{(n)}$ berkisar antara 1 sampai 3; untuk memudahkan perencanaan maka diasumsikan $F_{(n)} = F_s$ dan harga F_r dianggap nol sehingga Persamaan 2.20 berubah menjadi:

$$t = \left(\frac{D^2}{8ch} \right) \cdot (2 F_{(n)}) \cdot \ln \left(\frac{1}{1 - \bar{U}} \right) \dots \dots \dots (2.17)$$

Dimana :

t = waktu yang diperlukan untuk mencapai \bar{U}

D = diameter lingkaran

$F_{(n)}$ = faktor hambatan disebabkan karena jarak antara PVD

C_h = koefisien konsolidasi tanah horisontal

\bar{U}_h = derajat konsolidasi tanah (arah horisontal)

Dengan memasukkan harga t tertentu, dapat dicari harga \bar{U}_h pada lapisan tanah yang dipasang PVD. Selain konsolidasi akibat aliran pori arah horisontal, juga terjadi konsolidasi akibat aliran air arah vertikal \bar{U}_v . Harga \bar{U}_v dicari dengan Persamaan :

$$T_v = \frac{t \cdot C_v}{(H_{dr})^2} \dots\dots\dots (2.18)$$

Dimana :

H_{dr} = ketebalan lapisan tanah yang dipasang PVD

C_v = harga C_v tanah pada lapisan setebal panjang PVD

Untuk nilai C_v yang berbeda di setiap lapisan tanah maka dihitung nilai C_v gabungan yang dicari dengan persamaan:

$$C_{v \text{ gab}} = \frac{(H_1 + H_2 + \dots + H_n)^2}{\left[\frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \dots + \frac{H_n}{\sqrt{C_{vn}}} \right]^2} \dots\dots\dots (2.19)$$

t = waktu konsolidasi yang dipilih

Harga \bar{U}_v dicari dengan persamaan 2.9 dan 2.10.

Derajat konsolidasi rata-rata \bar{U} dapat dicari dengan cara :

$$\bar{U} = [1 - (1 - U_h)(1 - U_v)] \times 100\% \dots\dots\dots (2.20)$$

2.9 Metode Pelaksanaan Konstruksi Scale Pit Sistem Top Down

Pada metode konstruksi *Top Down*, stuktur *scale pit* dilaksanakan bersamaan dengan pekerjaan galian *scale*, urutan dari atas ke bawah, dan selama proses pelaksanaan

Kekurangan metode konstruksi *Top Down* ini diantaranya ialah:

- a) Diperlukan peralatan berat yang khusus.
- b) Diperlukan ketelitian dan ketepatan lebih.
- c) Sumber daya manusia terbatas.
- d) Diperlukan pengetahuan spesifik untuk mengendalikan proyek.
- e) Biaya dinding penahan tanah yang digunakan lebih mahal dibanding dengan *sheet pile* yang umum digunakan untuk metode *Bottom Up*.

Sedangkan kelebihan metode konstruksi *Top Down* ini diantaranya ialah sebagai berikut:

- a) Relatif tidak mengganggu lingkungan.
- b) Jadwal pelaksanaan dapat dipercepat.
- c) Memungkinkan pekerjaan simultan.
- d) Area lahan proyek lebih luas.
- e) Resiko teknis lebih kecil.
- f) Mutu dinding penahan tanah dapat lebih dikontrol.

2.9.1 Dewatering

1. Pekerjaan galian untuk basement, seringkali terganggu oleh adanya air tanah. Oleh karena itu, sebelum galian tanah untuk basement dimulai sudah harus dipersiapkan pekerjaan pengeringan (*dewatering*) agar air tanah yang ada tidak mengganggu proses pelaksanaan basement. Masalah galian dalam lebih kritis bila kondisi tanah merupakan tanah lunak atau pasir lepas dalam kondisi muka air tanah yang tinggi.

2. Sesungguhnya masalah dewatering dapat diartikan dalam 2 tinjauan. Yang pertama adalah pengeringan lapangan kerja dari air permukaan (misalnya air hujan atau air banjir yang masuk area galian). Yang kedua adalah karena peristiwa rembesan yang mengakibatkan air berkumpul di area galian dan mengganggu pekerjaan.
3. Metode dewatering yang dipilih tergantung beberapa faktor, antara lain :
 - Debit rembesan air
 - Jenis tanah
 - Kondisi lingkungan sekitarnya
4. Tujuan dari dewatering adalah :
 - a. Menjaga agar dasar galian tetap kering. Untuk mencapai tujuan tersebut biasanya air tanah diturunkan elevasinya 0,5 – 1 m dibawah dasar galian
 - b. Mencegah erosi buluh. Pada galian tanah pasir (terutama pasir halus dibawah muka air tanah) rembesan air kedalam galian dapat mengakibatkan tergerusnya tanah pasir akibat aliran air
 - c. Mencegah resiko sand boil. Pada saat dilaksanakan galian, maka perbedaan elevasi air didalam dan diluar galian semakin tinggi
 - d. Mencegah resiko terjadinya kegagalan upheave. Bila tekanan air dibawah lapisan tanah lebih besar daripada berat lapisan tanah tersebut maka lapisan tanah tersebut dapat terangkat atau mengalami failure
 - e. Mencegah gaya uplift terhadap bangunan sebelum mencapai bobot tertentu. Pada bangunan-bangunan yang memiliki basement, maka pada saat bobot bangunan masih lebih kecil daripada gaya uplift dari tekanan air, dewatering harus tetap dijalankan hingga bobot mati dari bangunan melebihi gaya uplift tersebut.
5. Ada 3 metode dewatering yang dapat dipilih , yaitu :
 - Open plumbing
 - Predrainage
 - Cut Off

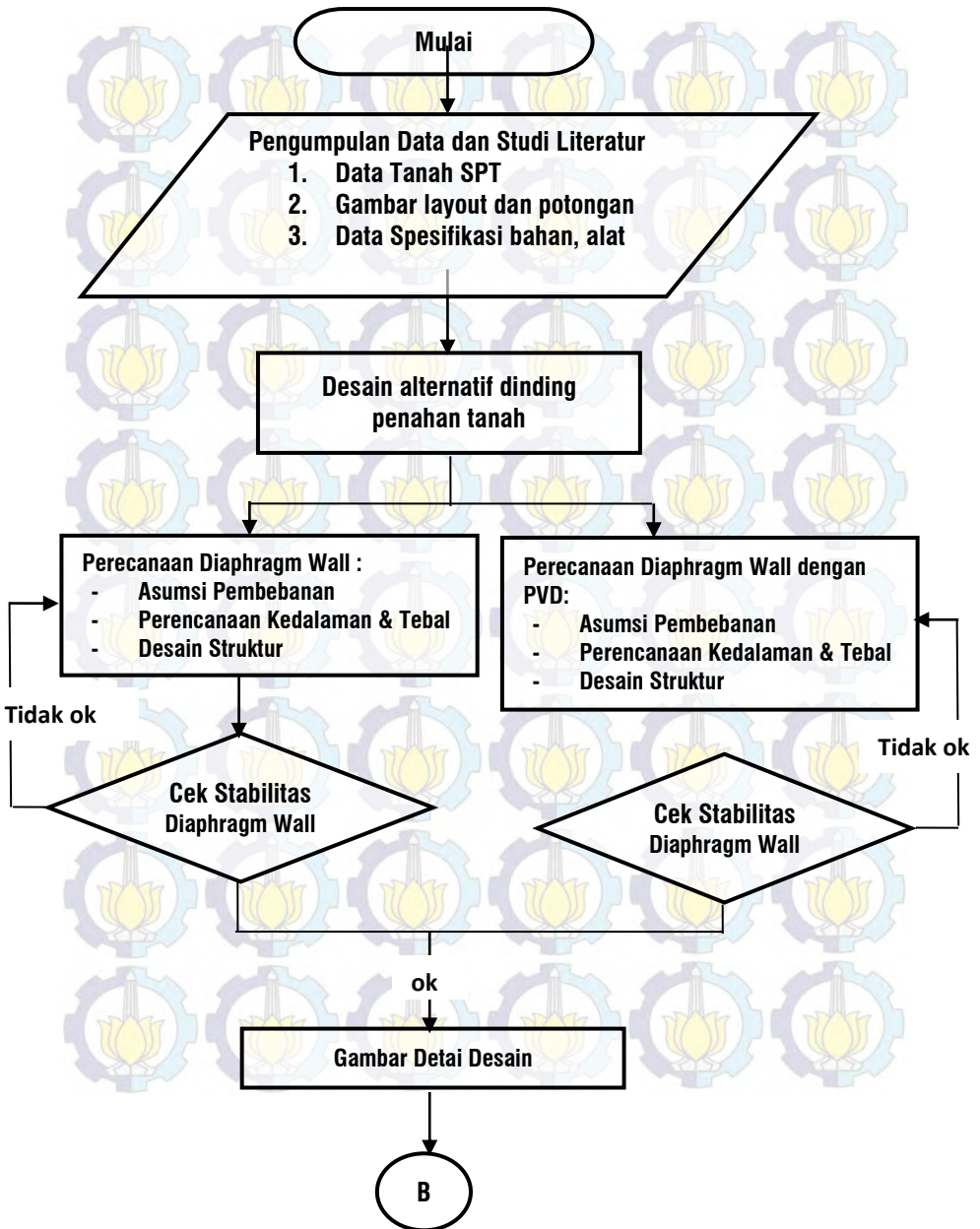


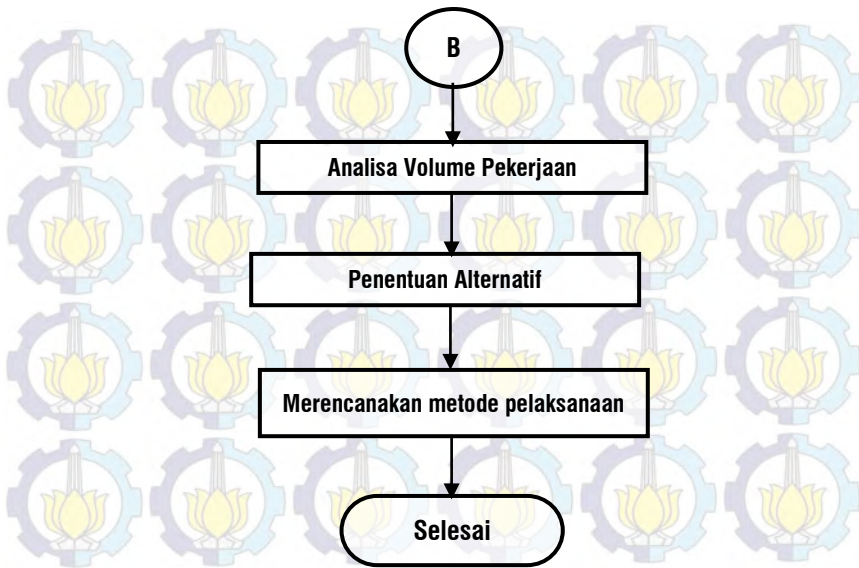
BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Bab ini menjelaskan langkah-langkah yang perlu dilakukan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini. Langkah-langkah awal yang dilakukan antara lain: mencari studi literature, pengamatan kepada komponen-komponen yang berkaitan dengan topik studi untuk mendapatkan data yang diperlukan guna menunjang perhitungan dan analisa desain.

3.2 Diagram Alir





3.3 Studi Literatur

Dalam pengerjaan Proposal Tugas Akhir ini diperlukan studi literatur untuk menunjang dan menambah pengetahuan tentang sistem pondasi, daya dukung tanah, stabilitas galian terhadap kelongsoran dan metode pelaksanaan. Studi literatur didapat dari buku diktat kuliah, internet, jurnal, serta buku – buku penunjang yang berhubungan dengan penyelesaian Proposal Tugas Akhir, antara lain:

1. Referensi mengenai perencanaan stabilitas galian tanah
2. Referensi tentang pemodelan dan analisa program XSTABLE, dan SAP 2000.
3. Referensi tentang perencanaan dan perhitungan sistim diaphragm wall

4. SNI 03-2847-2012 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
5. Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa, Prof. Ir. Rachmat Purwono, M.Sc
6. SNI 03-1729-2002_tata-cara-perencanaan-struktur-baja-untuk-bangunan-gedung
7. Mekanika Tanah & Teknik Pondasi, Dr. Ir. Suyono Sosrodarsono & Kazuto Nakazawa
8. RSNI Tata Cara Penggalian Pada Pekerjaan Tanah.
9. Referensi tentang spesifikasi crane.

3.4 Pengumpulan Data

Data yang digunakan dalam proposal Tugas Akhir ini adalah data sekunder. Data yang digunakan dalam proses perhitungan antara lain:

3.4.1 Pengumpulan data untuk perencanaan

- Spesifikasi Crane
Spesifikasi Crane yang digunakan pabrik baja PT. Gunawan Dianjaya Steel Tbk. Greges – Asemrowo – Surabaya
- Gambar
Perencanaan pabrik baja PT. Gunawan Dianjaya Steel Tbk. Greges – Asemrowo – Surabaya yang dibutuhkan untuk merencanakan struktur scale pit adalah berupa gambar potongan melintang, potongan memanjang, plan layout.
- Spesifikasi Bahan dan Alat
Spesifikasi bahan yang digunakan dalam struktur scale pit dan alat yang digunakan konstruksi pelaksanaan scale pit
- Data tanah

Data Tanah yang digunakan berasal dari PT. Krakatau Engineering. Data tanah berupa data sifat- sifat tanah dan sondir / bore log.

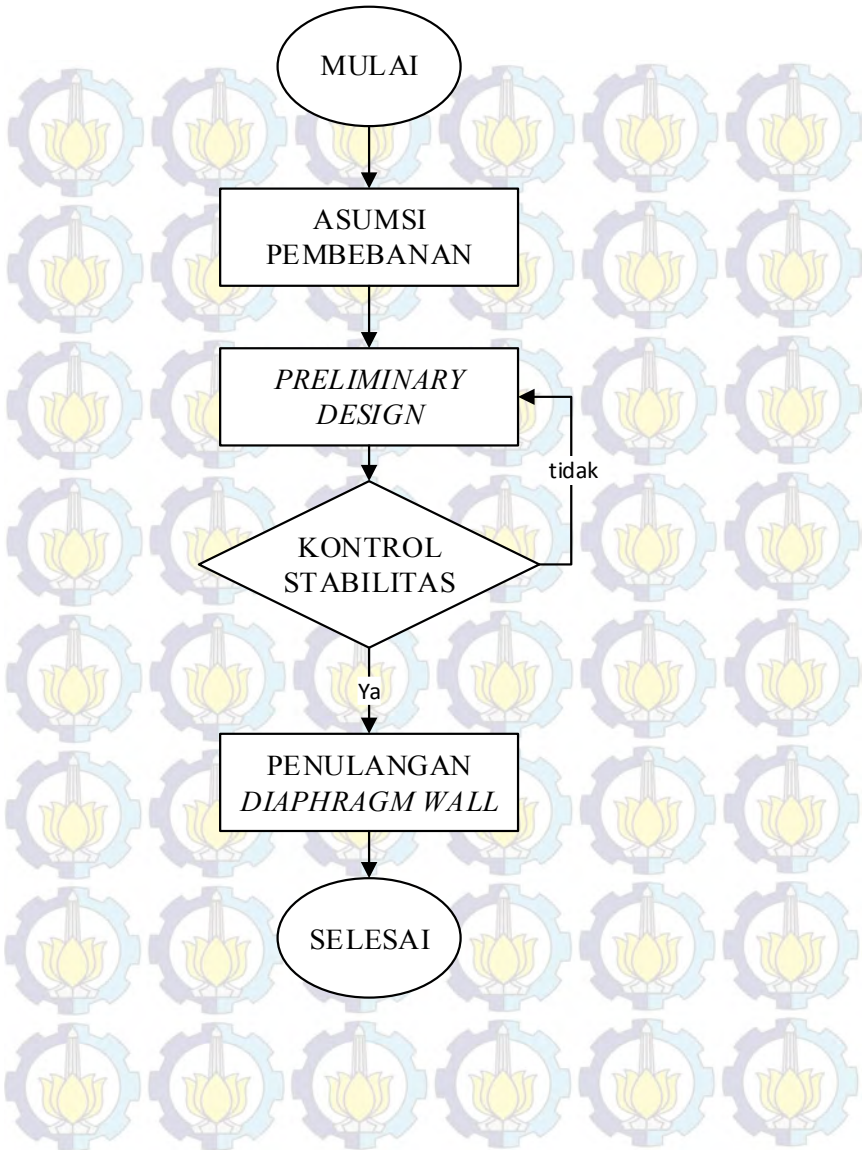
3.5 Pemodelan Struktur Atas

Dalam tahap ini akan dilakukan permodelan dari bangunan atas sesuai dengan SNI-2847-2013 dengan berbagai kombinasi pembebanan. Permodelan tersebut menggunakan alat bantu program yang sesuai. Hasil dari permodelan mekanika ini adalah gaya-gaya dalam dari kolom-kolom bangunan yang akan dianalisa untuk struktur bawah.

3.6 Perencanaan *Diaphragm Wall*

Dalam perencanaan struktur *diaphragm wall* yang mampu memikul beban vertical dan lateral dapat dilakukan dengan mengikuti diagram alir dan langkah - langkah dalam merencanakan *diaphragm wall* tersebut antara lain.

1. Menentukan beban yang akan bekerja pada *diaphragm wall*
2. Menghitung kedalaman jepit dinding
3. Preliminary desain *diaphragm wall*
4. Penulangan *Diaphragm wall*



3.7 Gambar Teknis

Gambar teknis merupakan tahapan akhir dari penyelesaian tugas akhir yang berfungsi sebagai output akhir dari analisis struktur yang telah dilakukan. Penggambaran akan dilakukan dengan menggunakan program bantu penggambaran.

3.8 Tahapan Pelaksanaan

Tahapan Pelaksanaan ini akan menjelaskan tentang urutan pekerjaan dengan metode konstruksi *top-down* proyek pembangunan scale pit.



BAB IV

ANALISA DATA TANAH DAN DATA PERENCANAAN

4.1 Data Tanah Dasar

4.1.1 Lokasi Pengambilan Data Tanah

Data tanah yang digunakan adalah pendekatan dari hasil penyelidikan tanah berupa *Standard Penetration Test* (SPT) di lokasi proyek pembangunan pabrik baja PT. Gunawan Dianjaya Steel Tbk, berlokasi di Jl. Margomulyo No. 29-A Greges – Asemrowo – Surabaya.

4.1.2 Data *Standard Penetration Test* (SPT)

Berdasarkan hasil tes SPT yang telah dilakukan, dapat dilihat hasilnya pada Gambar 4.2. Data ini nantinya akan dipakai untuk menganalisis kondisi lapisan tanah dan parameternya.

Data tanah tersebut terangkum dalam Tabel 4.1. dibawah ini :

Tabel 4.1. Rangkuman Data Tanah dari hasil SPT

KEDALAMAN	JENIS TANAH	NILAI SPT RATA-RATA
0-3 m	Pasir Berkerikil Berbatu	Tanah Urug
3-10 m	Lempung Berlanau Berpasir Halus	2
10-13 m	Lempung Berlanau Keabu-abuan	6
13-17 m	Lempung Berlanau abu-abu kekuningan	23
17-19 m	Lempung Berlanau Berpasir sedikit kulit kuning	29
19-23 m	Lempung Berlanau Keabu-abuan	34
23-27 m	Lempung Berlanau Keabu-abuan	33
27-29 m	Lempung Berlanau Berpasir sedikit kulit kuning	31
29-30 m	Pasir Berkerikil Berlanau Berlempung (Padas)	59

Gambar 4.1 Data Tanah Boring Log



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM DIPLOMA TEKNIK SIPIL
LABORATORIUM UJI MATERIAL

Kampus ITS Manyar, Jl. Menur 127 Surabaya 60116
Telp.: 031 5981006, 5947637 Fax. : 031-5981006
E-mail: msdarmawan@ce.its.ac.id

DRILLING LOG										Type of Drilling		Rotary		Remarks			
Project No. Bore Hole No. Water Table			Project Lokasi Elevation : ± 0.0 (muka tanah setempat)			Pekerjaan Civil Roadbuilding Jl. Margomulyo - Surabaya			Date Driller		14-17 Agustus 2011 Fadhil		UD = Undisturb Sample SPT = SPT Test				
BM - III -1 M																	
Soal in m	Elevation	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Color	Moisture Content %	Consistency	Ground Remarks	UD / SPT TEST		Standard Penetration Test				N - Value	
										Depth in m	Sample in m	Blow per each 15 cm	15 cm	15 cm	15 cm		
0	0.00				Passir Berangkal Boratu (Umpur Sirt. + Fecel)	Hiam Kuningan											
1																	
2																	
3		2.00	2.00														
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10		7.00	7.00														
11																	
12																	
13		9.00	9.00														
14																	
15																	
16																	
17		14.00	14.00														
18		18.00	18.00														
19																	
20																	
21																	
22																	
23		23.00	23.00														
24																	
25																	
26																	
27		27.00	27.00														
28																	
29		29.00	29.00														
30		30.00	30.00														
31																	
32																	
33																	
34																	
35																	
36																	
37																	
38																	
39																	
40																	
41																	
42																	
43																	
44																	
45																	
46																	
47																	
48																	
49																	
50																	

Legenda :

□□□□ Lempung =

□□□□ Lempung =

□□□□ Lempung =

□□□□ Lempung =

□□□□ Lempung =

□□□□ Lempung =

□□□□ Lempung =

□□□□ Lempung =

□□□□ Lempung =

□□□□ Lempung =

□□□□ Lempung =

□□□□ Lempung =

□□□□ Lempung =

□□□□ Lempung =

□□□□ Lempung =

□□□□ Lempung =

□□□□ Pasir =

□□□□ Pasir =

□□□□ Pasir =

□□□□ Pasir =

□□□□ Pasir =

□□□□ Pasir =

□□□□ Pasir =

□□□□ Pasir =

□□□□ Pasir =

□□□□ Pasir =

□□□□ Pasir =

□□□□ Pasir =

□□□□ Pasir =

□□□□ Pasir =

□□□□ Pasir =

□□□□ Pasir =

□□□□ Batu =

□□□□ Batu =

□□□□ Batu =

□□□□ Batu =

□□□□ Batu =

□□□□ Batu =

□□□□ Batu =

□□□□ Batu =

□□□□ Batu =

□□□□ Batu =

□□□□ Batu =

□□□□ Batu =

□□□□ Batu =

□□□□ Batu =

□□□□ Batu =

□□□□ Batu =

□□□□ Muka air Tanah

□□□□ Muka air Tanah

□□□□ Muka air Tanah

□□□□ Muka air Tanah

□□□□ Muka air Tanah

□□□□ Muka air Tanah

□□□□ Muka air Tanah

□□□□ Muka air Tanah

□□□□ Muka air Tanah

□□□□ Muka air Tanah

□□□□ Muka air Tanah

□□□□ Muka air Tanah

□□□□ Muka air Tanah

□□□□ Muka air Tanah

□□□□ Muka air Tanah

□□□□ Muka air Tanah

4.1.3 Penentuan Parameter Tanah

Parameter tanah dapat ditentukan dari hasil analisa SPT dengan menggunakan tabel korelasi sebagai berikut:

- a. Untuk mengetahui taksiran nilai kekuatan geser undrained (C_u), taksiran harga tahanan konus (q_c), serta konsistensi tanah digunakan tabel korelasi dari Mochtar (2006) seperti pada Tabel 4.2.
- b. Untuk mengetahui taksiran berat volume jenuh (γ_{sat}) untuk tanah berpasir digunakan tabel korelasi dari Teng (1962) serta untuk tanah berlempung menggunakan tabel korelasi dari J.E. Bowles (1984).
- c. Untuk mengetahui taksiran sudut geser (ϕ) dan kepadatan relatif digunakan tabel korelasi dari Teng (1962).

4.1.3.a. Penentuan Undrained Strength (C_u dan q_c) dan Konsistensi Tanah

Penentuan parameter C_u , q_c , dan konsistensi tanah menggunakan tabel korelasi dari Mochtar (2006) yang disajikan dalam Tabel 4.2.

Contoh Penggunaan Tabel Korelasi :

1. Untuk tanah lapisan 1 (kedalaman -1 s.d. -6 m) berjenis Lanau Berlempung, berdasarkan Tabel 4.2, Untuk nilai NSPT 2, didapatkan konsistensi tanah sangat lunak dengan taksiran $C_u = 0,125 \text{ kg/cm}^2$ dan taksiran $q_c = 2,5 \text{ kg/cm}^2$.
2. Untuk tanah lapisan 1 (kedalaman -1 s.d. -6 m) berjenis Lanau Berlempung, berdasarkan Tabel 4.2, Untuk nilai NSPT 2, didapatkan konsistensi tanah sangat lunak dengan taksiran $C_u = 0,125 \text{ kg/cm}^2$ dan taksiran $q_c = 2,5 \text{ kg/cm}^2$.
3. Untuk tanah lapisan 2 (kedalaman -6 s.d. -10 m) berjenis Pasir Berlanau, berdasarkan Tabel 4.2, Untuk nilai NSPT 19, didapatkan konsistensi tanah sangat kaku dengan taksiran $C_u = 1,25 \text{ kg/cm}^2$ dan taksiran $q_c = 25 \text{ kg/cm}^2$.

4. Untuk tanah lapisan 3 (kedalaman -10 s.d. -24 m) berjenis Lempung Berlanau, berdasarkan Tabel 4.2, Untuk nilai NSPT 17, didapatkan konsistensi tanah sangat kaku dengan taksiran $C_u = 1,13 \text{ kg/cm}^2$ dan taksiran $q_c = 22 \text{ kg/cm}^2$.
5. Untuk tanah lapisan 4 (kedalaman -24 s.d. -30 m) berjenis Lanau Berpasir, berdasarkan Tabel 4.2, Untuk nilai NSPT 23, didapatkan konsistensi tanah sangat kaku dengan taksiran $C_u = 1,53 \text{ kg/cm}^2$ dan taksiran $q_c = 30 \text{ kg/cm}^2$.

Tabel 4.2 Tabel Korelasi Konsistensi Tanah untuk Tanah Dominan Lanau dan Lempung (Mochtar,2006)

Konsistensi Tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, C_u			Taksiran harga SPT,	Taksiran harga tahanan connus, q_c (dari sondir)	
	kPa	ton/m ²	Kg/cm ²	Harga N	Kg/cm ²	kPa
Sangat Lunak (<i>very soft</i>)	0 - 12,5	0 - 1,25	0 - 0,125	0 - 2	0 - 2,5	0 - 250
Lunak (<i>soft</i>)	12,5 - 25	1,25 - 2,5	0,125 - 0,25	2 - 4	2,5 - 5	250 - 500
Menengah (<i>medium</i>)	25 - 50	2,5 - 5,0	0,25 - 0,50	4 - 8	5 - 10	500 - 1000
Kaku (<i>stiff</i>)	50 - 100	5 - 10	0,50 - 1,00	8 - 15	10 - 20	1000 - 2000
Sangat kaku (<i>very stiff</i>)	100 - 200	10 - 20	1,00 - 2,00	15 - 30	20 - 40	2000 - 4000
Keras (<i>hard</i>)	> 200	> 20	> 2,00	> 30	> 40	> 4000

4.1.3.b. Penentuan γ , \emptyset , dan Relative Density

Penentuan parameter γ , \emptyset , dan Relative Density menggunakan tabel korelasi dari Teng untuk tanah berpasir yang disajikan dalam tabel 4.3., sedangkan untuk tanah

lempung dengan tabel korelasi dari J.E. Bowles (1984) yang disajikan dalam Tabel 4.4.

Contoh penggunaan Tabel Korelasi :

1. Untuk tanah lapisan 1 (kedalaman -1 s.d. -6 m) berjenis Lanau Berlempung, berdasarkan Tabel 4.3, untuk nilai NSPT 2, didapatkan $\gamma_t = 1,4 \text{ t/m}^3$
2. Untuk tanah lapisan 2 (kedalaman -6 s.d. -10 m) berjenis Pasir Berlanau, berdasarkan Tabel 4.3, untuk nilai NSPT 19, didapatkan $\gamma_t = 1,91 \text{ t/m}^3$, $\phi = 32^\circ$ dan $R_d = 48,5\%$ dengan kondisi menengah.
3. Untuk tanah lapisan 3 (kedalaman -10 s.d. -24 m) berjenis Lempung Berlanau, berdasarkan Tabel 4.3, untuk nilai NSPT 17, didapatkan $\gamma_t = 1,64 \text{ t/m}^3$
4. Untuk tanah lapisan 4 (kedalaman -24 s.d. -30 m) berjenis Lanau Berpasir, berdasarkan Tabel 4.3, untuk nilai NSPT 23, didapatkan $\gamma_t = 1,91 \text{ t/m}^3$

Tabel 4.3 Tabel Hubungan antara Parameter Tanah untuk Tanah Pasir (Teng, 1962)

Konsistensi Kepadatan	Relative Density (kepadatan Relatif) R_d	Perkiraan Harga N_{spt}	Perkiraan harga ϕ ($^\circ$)	Perkiraan Berat Volume jenuh, γ_{sat} (ton/m ³)
Sangat Regang (<i>very loose</i>)	0 % s.d. 15%	0 s.d. 4	0 s.d. 28	< 1,60
Regang (<i>loose</i>)	15% s.d. 35%	4 s.d. 10	28 s.d. 30	1,5 s.d. 2
Menengah (<i>medium</i>)	35% s.d. 65%	10 s.d. 30	30 s.d. 36	1,75 s.d. 2,1
Rapat (<i>dense</i>)	65% s.d. 85%	30 s.d. 50	36 s.d. 41	1,75 s.d. 2,25
Sangat rapat (<i>very dense</i>)	85% s.d. 100%	> 50	41 $^\circ$	-

Tabel 4.4 Tabel Hubungan antara Parameter Tanah untuk Tanah Lempung (J.E. Bowles, 1984)

	Cohesive Soil				
	< 4	4 – 6	6 – 15	16 – 25	> 25
N (Blows)	< 4	4 – 6	6 – 15	16 – 25	> 25
γ (kN/m ³)	14 – 18	16 – 18	16 – 18	16 – 20	> 25
q_u (kPa)	< 25	20 – 50	30 – 60	40 – 200	> 100
Consistency	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

4.1.4 Penentuan Poisson's Ratio (ν)

Poisson Ratio didefenisikan sebagai perbandingan antara regangan lateral dan longitudinal. Tabel 4.5 di bawah ini merupakan Poisson's Ratio untuk beberapa material :

Tabel 4.5 Poisson's Ratio

Material	Poisson's ratio ν
Sand :	
Dense	0,3 – 0,4
Loose	0,2 – 0,35
Fine ($e = 0,4 - 0,7$)	0,25
Coarse ($e = 0,4 - 0,7$)	0,15
Rock (basalt, granite, limestone, sandstone, schist, shale)	0,1 – 0,4 Depending on rock type, density, and, quality ; commonly 0,15 – 0,25
Clay	
Wet	0,1 – 0,3

Sandy	0,2 – 0,35
Silt	0,3 – 0,35
Saturated clay or silt	0,45 – 0,5
Glacial till (wet)	0,2 – 0,4
Loess	0,1 – 0,3
Ice	0,36
Concrete	0,15 – 0,25
Steel	0,28 – 0,31

4.1.5 Modulus Young (E_s)

Penentuan Modulus Young untuk beberapa jenis tanah ditentukan berdasarkan data tekan, *water content*, kepadatan, dsb seperti Tabel 4.6 dibawah ini :

Tabel 4.6. Modulus Young.

Soil	E_s Ksi	kg/cm^2
Clay		
Very soft	0,05 – 0,4	3 – 30
Soft	0,2 – 0,6	20 – 40
Medium	0,6 – 1,2	45 – 90
Hard	1 – 3	70 – 200
Sandy	4 – 6	300 – 425
Glacial fill	1,5 – 22	100 – 1600
Loess	2 – 8	150 – 600
Sand		
Silty	1 – 3	50 – 200
Loose	1,5 – 3,5	100 – 250
Dense	7 – 20	500 – 1000
Sand and gravel		
Dense	14 – 28	800 – 2000
Loose	7 – 20	500 – 1400
Shales	20 – 2000	1400 – 14000
Silt	0,3 – 3	20 – 200

4.1.6 Nilai γ_d

Nilai gamma (γ_{sat}) masih harus diinterpolasikan dengan tabel di bawah ini untuk mendapatkan nilai gamma kering (γ_d).

Tabel 4.7 Korelasi γ_{sat} dengan γ_d (Wahyudi, 1999)

δd g/cm ³	e	n	w_{sat} %	δ_{sat} g/cm ³
0.50	4.40	0.80	163.00	1.31
0.60	3.50	0.78	129.60	1.38
0.70	2.86	0.74	105.80	1.44
0.80	2.36	0.70	88.00	1.50
0.90	2.00	0.64	74.10	1.60
1.00	1.50	0.63	63.00	1.63
1.10	1.45	0.59	53.90	1.69
1.20	1.25	0.56	46.30	1.76
1.30	1.08	0.52	39.90	1.82
1.40	0.93	0.48	34.40	1.88
1.50	0.80	0.44	29.60	1.94
1.60	0.69	0.41	26.50	2.01
1.70	0.59	0.37	21.80	2.07
1.80	0.50	0.33	18.50	2.13
1.90	0.42	0.30	16.60	2.20
2.00	0.35	0.26	13.00	2.26
2.10	0.29	0.22	10.60	2.32
2.20	0.23	0.19	8.40	2.39
2.30	0.17	0.15	6.40	2.45
2.40	0.13	0.11	4.63	2.51
2.50	0.08	0.07	2.96	2.57
2.60	0.04	0.04	1.42	2.64
2.70	0.00	0.00	0.00	2.70

4.1.7 Rangkuman Data Tanah

Dengan demikian, data – data yang telah dikorelasi tersebut terangkum dalam Tabel 4.8. sebagai berikut :

Project		Civil Rounghing Mill Project Stage 1					
Standard		ASTM					
Lokasi		Margomulyo - Jawa Timur					
		BM			III		
BH							
Sample Depth (m)		- 3	- 6	- 9	- 12	- 15	
Physical Properties	Unit weight	% (%)	NS	1,584	1,609	1,614	1,656
	Dry unit weight	γ_d (%)	NS	1,05	1,08	1,11	1,20
	Water content	W_c (%)	NS	50,16	48,41	45,62	38,50
	Degree of Saturation	S_r (%)	NS	100,00	100,00	100,00	100,00
	Porosity	n (%)	NS	58,68	57,85	57,45	55,05
	Void Ratio	e	NS	1,42	1,37	1,35	1,22
	Specific Gravity	G_s	NS	2,553	2,572	2,605	2,660
	Atterberg Limit	Liquid limit	LL (%)	*	71,16	76,94	86,30
Plastic limit		PL (%)	*	29,97	34,94	35,73	37,03
Plasticity Index		PI (%)	*	41,19	42,00	50,57	64,90
Grain Size Distribution	Gravel	(%)	*	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sand	(%)	*	5,23	7,55	0,00	0,00
	Silt	(%)	*	37,34	34,58	15,40	43,40
	Clay	(%)	*	57,43	57,88	84,60	56,60
	Max. diameter	(mm)	*	*	*	*	*
	Diam. at 60%	(mm)	*	*	*	*	*
	Diam. at 10%	(mm)	*	*	*	*	*
	Unconfined Compression Test	Peak Deviator Stress, q_u	(kg/cm ²)	*	*	*	*
Undisturbed Cohesion, C_u		(kg/cm ²)	*	*	*	*	*
Modulus Elasticity, E_{50}		(kg/cm ²)	*	*	*	*	*
Strain at failure		(%)	*	*	*	*	*
Triaxial Test		Friction Angle	(degree)	NS	3,2	3,3	3,8
	Cohesion Intercept	(kg/cm ²)	NS	0,175	0,181	0,247	0,849
	Drainage condition		*	UU	UU	UU	UU
Direct Shear Test	Friction Angle	(degree)	*	*	*	*	*
	Cohesion Intercept	(kg/cm ²)	*	*	*	*	*
Lab. Vane Shear Test	Shear Undrained, S_u	(kPa)	*	*	*	*	*
	Shear Undrained, S_u	(kg/cm ²)	*	*	*	*	*
Consolidation Test	Preconsolidation Pressure	(kg/cm ²)	*	0,725	0,742	*	*
	Compression Index, C_c		*	0,671	0,697	*	*
Remarks :							
* : Not tested NP = Non Plastic NS = Not Sample/SPT >50							

4.2 Analisa data pembebanan

4.2.1 Analisa beban untuk dinding penahan tanah

Beban yang bekerja pada turap dinding terdapat 2 macam:

1. Beban luar : Berupa beban dari luar selama proses konstruksi dinding diafragma
2. Beban dalam : Berupa beban yang ditimbulkan dari tekanan tanah aktif, serta air tanah

4.2.1.1 Beban Luar

Beban luar pada perhitungan kedalaman turap kemudian akan dianggap sebagai surcharge, yang letaknya berada pada bagian aktif dari dinding penahan tanah yang akan direncanakan. Surcharge yang bekerja pada turap dinding ini dianalisa dari :

1. Rumah Warga yang terletak di sisi barat lokasi proyek
2. Alat berat (clamp shell, excavator, dumptruck, bull dozer).

- Beban surcharge dari rumah warga 2 lantai

Berat rumah warga diasumsikan 2 lantai dengan luas 72 m² dengan berat bangunan seluruhnya adalah 84 ton

$$q = \frac{84}{72} = \frac{84}{72} = 1,16 \text{ ton/m}$$

Karena rumah tersebut memakai pondasi dangkal, maka semua beban tersebut diasumsikan menjadi surcharge pada dinding

$$q = 100 \% \times 1,16 = 1,16 \text{ t/m}^2 \approx 1,2 \text{ ton/m}^2$$

Sehingga surcharge akibat beban rumah warga dipakai sebagai surcharge yang mempengaruhi karena lebih besar dari surcharge yang lainnya selanjutnya untuk perencanaan surcharge sebesar 1,2 ton/m².

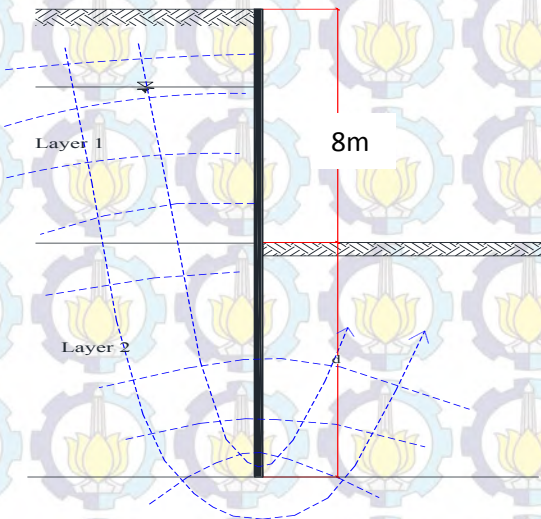
4.2.1.2 Beban Dalam

Berupa beban tanah aktif dan tekanan air tanah yang ditopang oleh dinding penahan tanah.

4.1 Perhitungan kedalaman dinding berdasarkan *hydrodynamic* dan kontrol terhadap bahaya *heaving*.

Pada sub bab 5.1 telah dihitung kedalaman *embedment* berdasarkan stabilitas tanah aktif, kemudian pada sub bab ini dihitung kedalaman *embedment* dinding berdasarkan keamanan terhadap aliran air yang lebih dikenal dengan *hydrodynamic*.

Perbedaan ketinggian hidrolis air antar daerah aktif dan pasif dapat menyebabkan pergerakan air kedalam daerah pasif tanah, dalam hal ini adalah lubang galian. Kedalaman yang aman terhadap *hydrodynamic* berarti dinding dapat memotong aliran tanah, sehingga pada saat proses penggalian nantinya aliran air tidak akan menjadi masalah yang serius namun tetap harus dilakukan dewatering.



Gambar 4.2 *hydrodynamic* pada bukaan tanah

4.1.1 Perhitungan Kedalaman dinding berdasarkan hydrodynamic

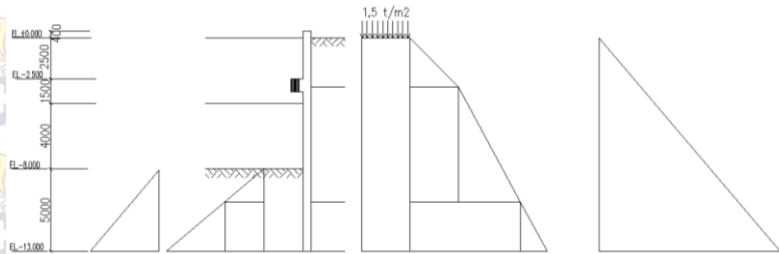
Kedalaman penurunan (D_c) harus cukup untuk mengatasi gejala *hydrodynamic* yang dapat mengganggu kestabilan dinding dan lubang galian tanah dapat dihitung dengan mengontrol rasio antara nilai gradien hidrolis i dengan gradien hidro kritis.

$$\begin{aligned}
 i \text{ (gradien hidrolis)} \times SF &< i_w \text{ (gradien hidrolis)} \\
 \frac{\Delta h}{D_c} \times 1,2 &< \frac{\gamma'}{\gamma_w} \text{ (}\gamma' \text{ diambil rata-rata)} \\
 &< \frac{0,85 + 0,681 + 0,7 + 0,733}{4} \\
 \frac{8}{D_c} \times 1,2 &< 1 \\
 9,6 &< 0,741 D_c \\
 D_c &< 13 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Kedalaman *embedment* berdasarkan perhitungan stabilitas tanah lebih besar dari kedalaman yang disyaratkan oleh perhitungan *hydrodynamic*, sehingga untuk perencanaan kedalaman $D_{\text{embedment}} = 13$ meter.

Jadi dengan perhitungan diatas didapat untuk panjang dinding penahan tanah berupa Diaphragma Wall yaitu $8 \text{ m} + 13 \text{ m} = 21 \text{ m}$.

Dilihat dari data tanah menunjukkan ada timbunan setinggi 3 meter di atas tanah lempung dan muka air tanah - 1 meter, dengan demikian terjadi excess pore prasure. Dan dengan dipasal PVD excess pore prasure menjadi hilang berganti hidrostatik. Maka tegangan harisontal bisa digambarkan sebagai berikut :



Gambar 4.4 Diagram Tegangan (alternatif 2)

Tabel 4.11 Tabel Besar Tegangan yang Terjadi (alternatif 2)

[illegible]



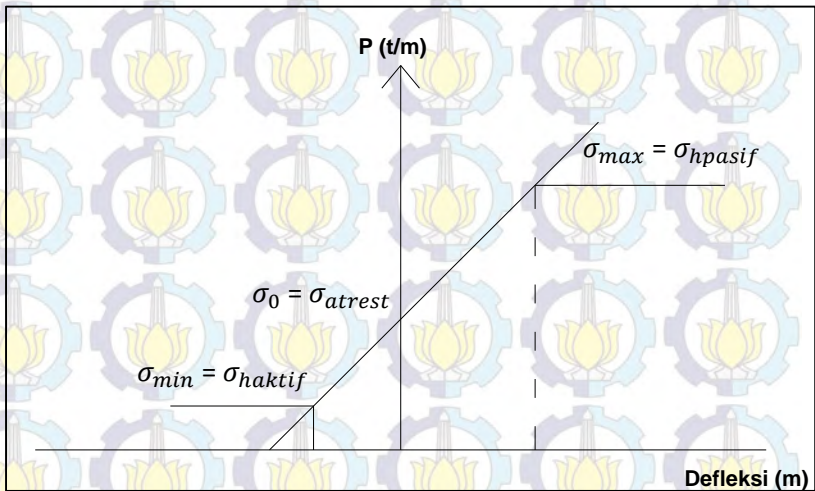
“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

PERENCANAAN DIAFRAGMA WALL

5.1. Umum

Pada perhitungan dinding diafragma, asumsi tekanan tanah arah horizontal baik pada kondisi aktif maupun pasif umumnya yang digunakan adalah pada kondisi maksimum. Padahal pada kenyataan dilapangan, kondisi maksimum pada tekanan arah horizontal tersebut belum tentu terjadi, terutama pada kondisi pasif. Hal ini disebabkan oleh adanya kaitan antara tekanan tanah arah horizontal dengan defleksi yang terjadi, seperti digambarkan oleh Artha dan Wibowo (2009) pada Gambar 5.1. berikut :



Gambar 5.1 Koefisien tanah dengan harga maksimum dan minimum dibandingkan dengan defleksi.

(Artha dan Wibowo, 2009)

Pada Gambar 5.1 diatas, dapat disimpulkan bahwa tegangan (P) mempunyai hubungan dengan defleksi. Tegangan (P) adalah σ/m^2 , sehingga dapat kita asumsikan bahwa $\sigma = P$, apabila kita ambil luasan $A = 1 \text{ m}^2$.

$$P = \frac{\sigma}{A}, A = 1 \text{ t/m}^2$$

$$P = A$$

Dengan asumsi $P = \sigma$ tersebut, dapat diketahui hubungan antara tekanan tanah arah horizontal baik pada kondisi aktif maupun pasif dengan asumsi defleksi yang mendekati keadaan sesungguhnya.

5.2. Asumsi Pembebanan Tanah Horizontal

Untuk mencari pendekatan defleksi yang terjadi sehingga mendekati kondisi asli, digunakan asumsi tekanan tanah horizontal dengan rumus :

$$\sigma_{hi} = \sigma'_{vi} \cdot k_{oi} + k_s \cdot x$$

Dimana :

- σ_{hi} = Tegangan efektif arah horizontal pada kedalaman (t/m²)
- σ'_{vi} = Tegangan efektif arah vertikal pada tiap kedalaman (t/m²)
- k_{oi} = Koefisiem tanah lateral pada kondisi *at rest*
- k_s = Konstanta *Spring* yang nilainya berdasarkan pada jenis tanah (*Modulus of soil reaction*) (t/m³)
- x = Asumsi defleksi arah lateral (m), bernilai positif (+) apabila dinding mendorong menuju arah tanah, sebaliknya bernilai negative (-) apabila dinding menjauhi tanah.

Untuk korelasi antara jenis tanah dan besarnya nilai konstanta *spring* dapat dilihat pada Tabel 5.1 :

Tabel 5.1 Korelasi Tanah dengan k_s (Bowles, 1960)

Soil	K_s (kN/m ³)	K_s (t/m ³)
Sandy Soil		
Loose sand	4800 - 16000	480 - 1600
Medium dense sand	9600 - 80000	960 - 8000
Dense Sand	32000 - 128000	6400 - 12800
Clayey medium dense sand	32000 - 80000	3200 - 8000

Silty medium dense sand	24000 - 48000	2400 - 4800
Clayey Soil		
$q_s < 200$ kPa	12000 - 24000	1200 - 2400
$200 < q_s < 800$ kPa	24000 - 48000	2400 - 4800
$q_s > 800$ kPa	> 48000	> 4800

Maka konstanta *Spring* untuk tiap lapisan tanah antara lain dapat dilihat pada Tabel 5.2. Berikut :

Tabel 5.2 Rangkuman Konstanta *Spring* Untuk tiap lapisan

Kedalaman (m)	q_c (kg/cm ²)	q_c (kPa)	Konsistensi Tanah	Kepadatan tanah	K_s (t/m ³)
0 - 6	2,5	250	Sangat Lunak		2600
6 - 10	-	-	Sangat Kaku	Menengah	4800
10 - 24	22	2200	Sangat Kaku		> 4800
24 - 32	30	3000	Sangat Kaku		> 4800

Tegangan tanah arah horizontal memiliki nilai maksimum dan nilai minimum yang diasumsikan merupakan tegangan tanah pada saat kondisi aktif dan pasif. Besarnya tegangan arah horizontal pada kondisi aktif dan kondisi pasif dapat diketahui dengan rumus :

Tegangan tanah arah horizontal pada kondisi aktif :

$$\sigma_{h \min i} = \sigma'_{vi} \cdot K_{ai} - 2c\sqrt{K_{ai}}$$

Tegangan tanah arah horizontal pada kondisi pasif :

$$\sigma_{h \max i} = \sigma'_{vi} \cdot K_{pi} - 2c\sqrt{K_{pi}}$$

Dimana untuk pasir, asumsi kondisi $c = 0$ dan $\phi = \phi$, maka :

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2} \right)$$

,Sehingga untuk pasir :

$$\sigma_{h \min i} = \sigma'_{vi} \cdot K_{ai}$$

$$\sigma_{h \max i} = \sigma'_{vi} \cdot K_{pi}$$

Sedangkan, untuk tanah lempung, asumsi $c = c$ dan $\emptyset = 0$, maka :

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\emptyset}{2} \right)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2} \right)$$

,Sehingga untuk lempung :

$$\sigma_{h \min i} = \sigma'_{vi} - 2c$$

$$\sigma_{h \max i} = \sigma'_{vi} + 2c$$

Karena defleksi mempunyai pengaruh terhadap besarnya gaya horizontal yang terjadi, maka untuk mendapatkan asumsi defleksi dinding diafragma yang mendekati defleksi dinding pada kondisi asli, harus diperhitungkan besarnya tegangan horizontal disetiap titik yang mempunyai batasan sebagai berikut:

a. $\sigma_h \leq \sigma_{h \min}$, maka $\sigma_h = \sigma_{h \min}$

b. $\sigma_h \geq \sigma_{h \max}$, maka $\sigma_h = \sigma_{h \max}$

Dengan asumsi defleksi yang telah ditentukan, maka dapat diketahui pendekatan tegangan arah horizontal pada tiap titik dinding diafragma yang mendekati kondisi aslinya.

Asumsi defleksi yang terjadi pada titik regangannya tidak boleh melebihi 0,0015 m sesuai dengan NAVAC BM-7 (1970) untuk struktur bangunan beton yang kaku dengan ketebalan ± 4 ft. seperti pada Tabel 5.3. sebagai berikut :

Tabel 5.3. Syarat Regangan dari NAVAC DM-7 (1970)

Tolerable Differential Settlements of Structures

Type of Structure	Tolerable Differential Settlement	Qualifying Conditions
Circular steel petroleum or fluid storage tanks : Fixed top :	(Units of radians of slope of settlement profile) 0.008	Value apply to tanks on flexible base. Rigid slas for base will not permit such settlement without

Floating top:	0,002 to 0,003 (depending on details of top)	cracking and local buckling.
Track for overhead traveling crane	0.003	Value taken longitudinally along track. Settlement between tracks generally does not control.
Rigid circular mat or ring footing for tall and slender rigid structure such as stacks, silos, or water tanks.	0,002 (cross slope of rigid foundation)	
Jointed rigid concrete pressure pipe conduit	0,015 (radians of angle change at joint)	Maximum angle change at joint is generally 2 to 4 times average slope of settlement profile. Damage to joint also depends on longitudinal extension.
One – or two – story steel frame, truss roof, warehouse with flexible siding.	0,006 to 0,008	Presence of overhead crane, utility lines, or operation of forklifts on warehouse floor would limit tolerable settlement.
One-or two- story house with plain brick bearing walls and light structural frame.	0,002 to 0,003	Larger value is tolerance if significant portion of settlement occurs before interior finish is complete.
Structures with sensitive interior or exterior finish such as plaster, or onamental stone, or tile facing.	0,001 to 0,002	Larger value is tolerance if significant portion of settlement occurs before interior finish is complete.
Multistory heavy concrete rigid frame on structural mat foundation 4ft ± thick	0.0015	Damage to interior or exterior finish may limit tolerable settlements.

5.3. Perhitungan Beban pada Dinding Diafragma

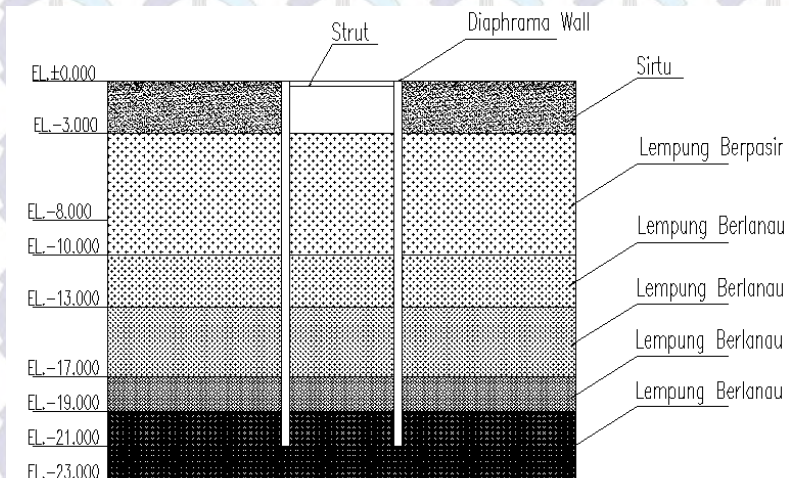
Langkah pengerjaan untuk mencari tegangan arah horizontal tiap titik terbagi menjadi tahap sebelum konstruksi dan tahap sesudah konstruksi, berikut ini adalah kondisi sebelum konstruksi dinding sebagai berikut :

- Kondisi 1 : kondisi galian mencapai kedalaman 3 m dan pada elevasi 0 m diberi penyangga berupa strut baja.
- Kondisi 2 : kondisi galian mencapai kedalaman 8 m dan pada elevasi 0 m dan 3 m diberi penyangga berupa strut baja.

5.4. Alternatif 1 (Diafragma tanpa PVD)

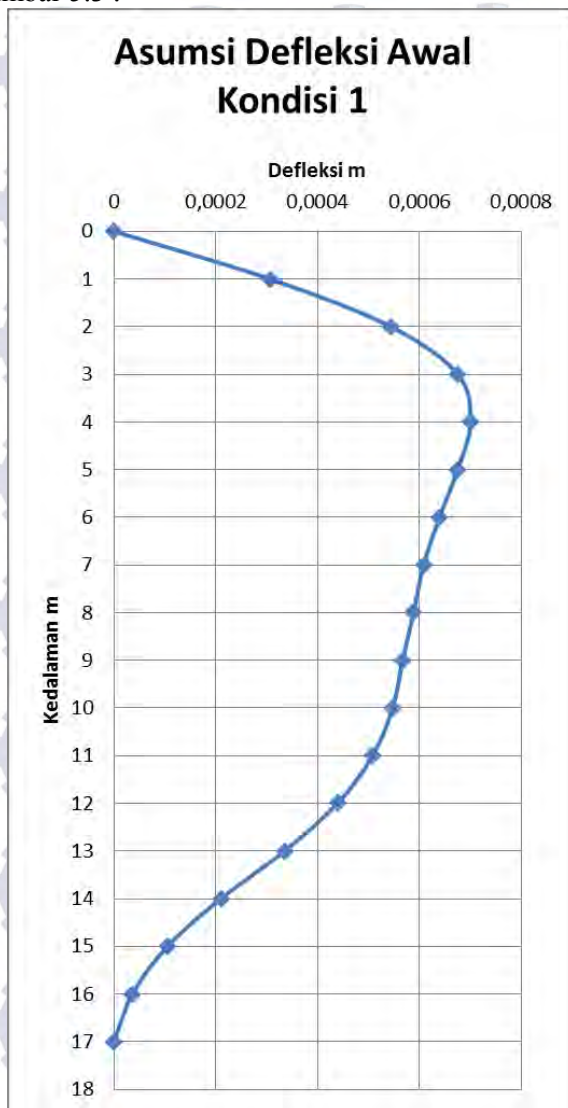
a. Kondisi 1

Kondisi A adalah kondisi untuk galian sampai dengan -3 m dan pada elevasi 0 m sudah ada penyangga berupa strut baja. Kondisi ini dapat digambarkan penampangnya pada Gambar 5.2 dibawah ini:



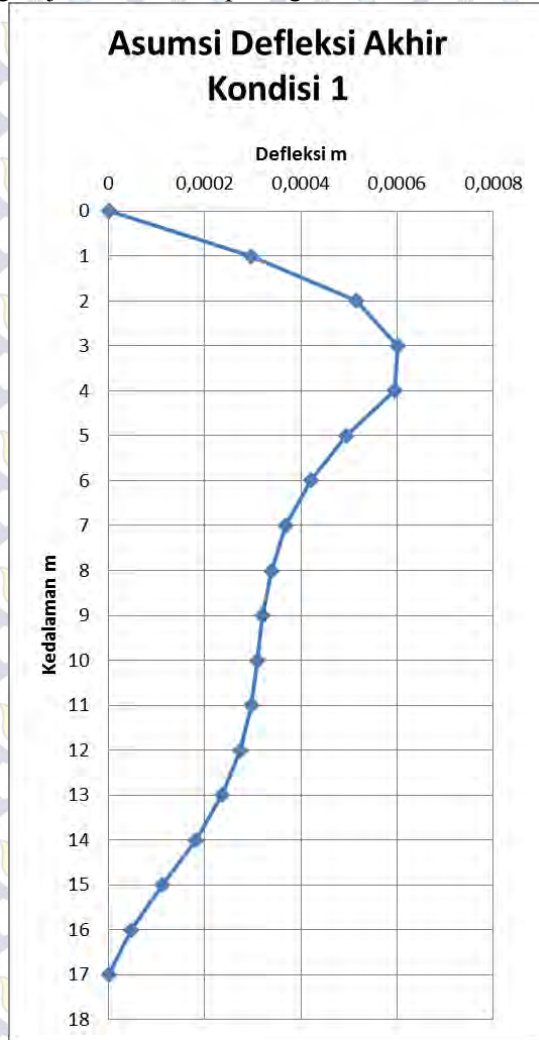
Gambar 5.2. Penampang Galian pada Kondisi 1

Asumsi Defleksi awal Kondisi 1 akibat gaya $P'o$ tercantum pada Gambar 5.3 :



Gambar 5.3 Asumsi Defleksi Awal Kondisi 1

Asumsi defleksi akhir Kondisi 1 akibat gaya tekan aktif dan pasif yang terjadi tercantum pada gambar 5.4 :



Gambar 5.4 Asumsi Defleksi Akhir Kondisi 1

Untuk hasil pekerjaan pada galian 3 m dapat dilihat pada Tabel 5.4 sampai Tabel 5.6.

Tabel 5.4. Hasil perhitungan dinding diafragma pada Kondisi 1 dengan tebal 0,6 m.

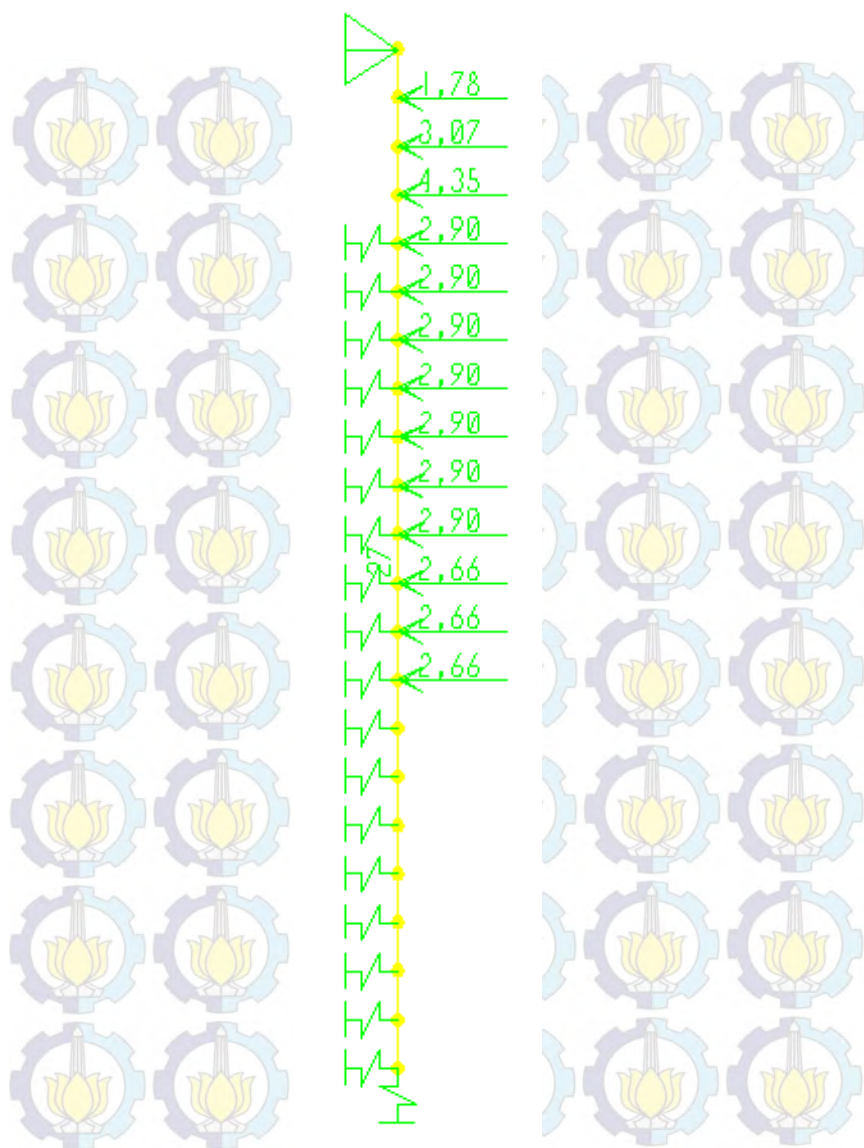
kedalaman (m)	Jenis Tanah	Kondisi Kepadatan	c	Ø	Ko	γ _t	γ'	Aktif					Pasif					akhir		x ₀	K _{spring}	Phi aktif	Phi pasif	σ' _{hmin}	σ _{hmax}	P _{ha} > σ' _{hmin}	P _{hp} < σ' _{hmax}
								σ _v	u	Po	σ _{ha}	Ka	σ _v	u	Po	σ _{hp}	Kp	Po	σ _h								
								t/m ²	t/m ²	t/m	t/m ²		t/m ²	t/m ²	t/m	t/m ²		t/m	t/m ²								
0								1,5	1,5									0									
1	pasir berkerikil berbatu (urugan sirtu)		0	30	0,50	1,80	0,85	2,350	1	1,463	1,7826	0,333						1,463	1,783	0,000306	6000	-0,374	0	1,7826	0	Not OK	OK
2			0	30	0,50	1,80	0,85	3,200	2	2,388	3,0656	0,333						2,388	3,066	0,000544	6000	-0,877	0	3,0656	0	Not OK	OK
3			0	30	0,50	1,80	0,85	4,050	3	3,313	4,3487	0,333						3,313	4,349	0,000675	6000	-0,738	0	4,3487	0	Not OK	OK
4			1,75	0	1	1,584	0,681	0,681	10,9	5,790	8,081	1	0,681	1	0,840	5,181	1	4,950	2,900	0,0007	4500	2,640	3,990	8,081	5,181	Not OK	OK
5	lempung berlanau berpasir halus	sangat lunak	1,75	0	1	1,584	0,681	1,362	11,9	6,971	9,7619	1	1,362	2	2,021	6,8619	1	4,950	2,900	0,000675	4500	6,724	9,899	9,7619	6,862	Not OK	NOT OK
6			1,75	0	1	1,584	0,681	2,043	12,9	8,152	11,443	1	2,043	3	3,202	8,5429	1	4,950	2,900	0,000639	4500	8,567	11,418	11,443	8,543	Not OK	NOT OK
7			1,75	0	1	1,584	0,681	2,724	13,9	9,333	13,124	1	2,724	4	4,383	10,224	1	4,950	2,900	0,000608	4500	10,388	12,960	13,124	10,224	Not OK	NOT OK
8			1,75	0	1	1,584	0,681	3,405	14,9	10,514	14,805	1	3,405	5	5,564	11,905	1	4,950	2,900	0,000588	4500	12,159	14,551	14,805	11,905	Not OK	NOT OK
9			1,75	0	1	1,584	0,681	4,086	15,9	11,695	16,486	1	4,086	6	6,745	13,586	1	4,950	2,900	0,000567	4500	13,934	16,137	16,486	13,586	Not OK	NOT OK
10			1,75	0	1	1,584	0,681	4,767	16,9	12,876	18,167	1	4,767	7	7,926	15,267	1	4,950	2,900	0,000547	4500	15,705	17,728	18,167	15,267	Not OK	NOT OK
11	lempung berlanau	lunak	1,81	0	1	1,609	0,7	5,467	17,9	14,067	19,747	1	5,467	8	9,117	17,087	1	4,950	2,660	0,000508	4500	17,461	19,373	19,747	17,087	Not OK	NOT OK
12			1,81	0	1	1,609	0,7	6,167	18,9	15,267	21,447	1	6,167	9	10,317	18,787	1	4,950	2,660	0,000439	4500	19,472	20,763	21,447	18,787	Not OK	NOT OK
13			1,81	0	1	1,609	0,7	6,867	19,9	16,467	23,147	1	6,867	10	11,517	20,487	1	4,950	2,660	0,000335	4500	21,640	21,995	23,147	20,487	Not OK	NOT OK
14	lempung berlana	kaku	2,47	0	1	1,614	0,82												0,00021								

Tabel 5.5 Hasil cek regangan dinding diafragma pada kondisi 1 (tebal dinding 0,6 m)

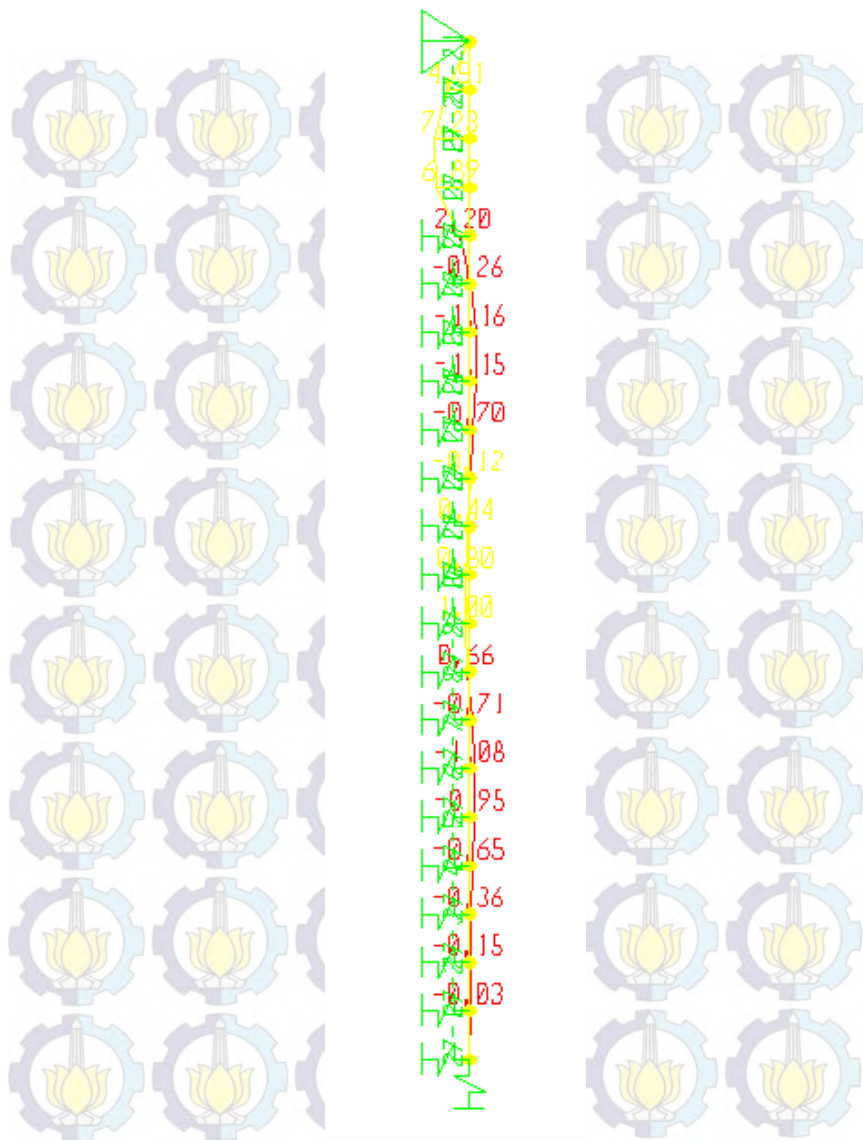
kedalaman (m)	Defleksi (m)	Regangan	Regangan Ijin	Kontrol
0	0	0,0002960	0,0015	OK
1	0,000296	0,0002575	0,0015	OK
2	0,000515	0,0002003	0,0015	OK
3	0,000601	0,0001488	0,0015	OK
4	0,000595	0,0000988	0,0015	OK
5	0,000494	0,0000702	0,0015	OK
6	0,000421	0,0000526	0,0015	OK
7	0,000368	0,0000423	0,0015	OK
8	0,000338	0,0000356	0,0015	OK
9	0,00032	0,0000309	0,0015	OK
10	0,000309	0,0000269	0,0015	OK
11	0,000296	0,0000228	0,0015	OK
12	0,000274	0,0000182	0,0015	OK
13	0,000237	0,0000129	0,0015	OK
14	0,000181	0,0000075	0,0015	OK
15	0,000113	0,0000029	0,0015	OK
16	0,000047	0,0000001	0,0015	OK
17	0,000002	0,0000000	0,0015	OK

Tabel 5.6 Hasil perhitungan gaya total dinding diafragma pada kondisi 1 (tebal dinding 0,5 m)

kedalaman (m)	σ_h final aktif (t/m')	σ_h final pasif (t/m')	σ_h final (t/m')	Momen Final (tm)
0	0	0	0	0
1	1,7826	0,0000	1,7826	4,51
2	3,0656	0,0000	3,0656	7,237
3	4,3487	0,0000	4,3487	6,898
4	8,0810	5,1810	2,9000	-0,2528
5	9,7619	6,8619	2,9000	-1,172
6	11,4429	8,5429	2,9000	-1,258
7	13,1239	10,2239	2,9000	-0,8312
8	14,8048	11,9048	2,9000	-0,3318
9	16,4858	13,5858	2,9000	0,144
10	18,1668	15,2668	2,9000	0,50336
11	19,7469	17,0869	2,6600	0,87
12	21,4471	18,7871	2,6600	1,04753
13	23,1473	20,4873	2,6600	0,6943



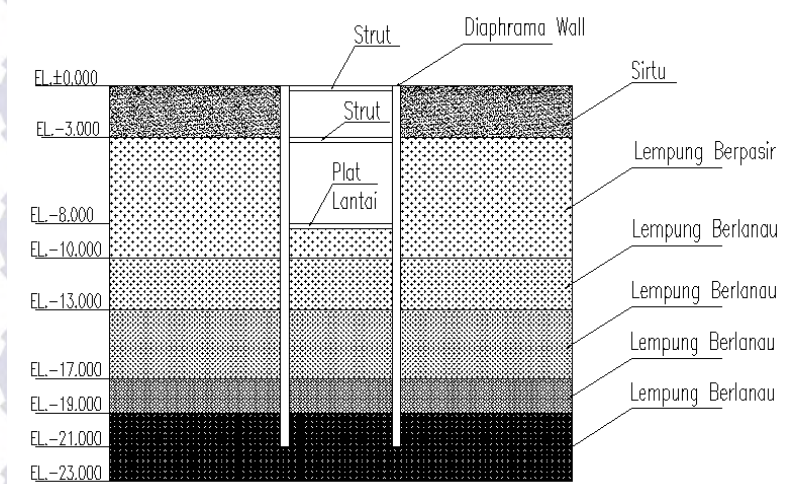
Gambar 5.5 Gaya tanah yang bekerja pada kondisi 1 (dalam t/m²)



Gambar 5.6 Momen yang terjadi pada kondisi 1 (dalam t.m)

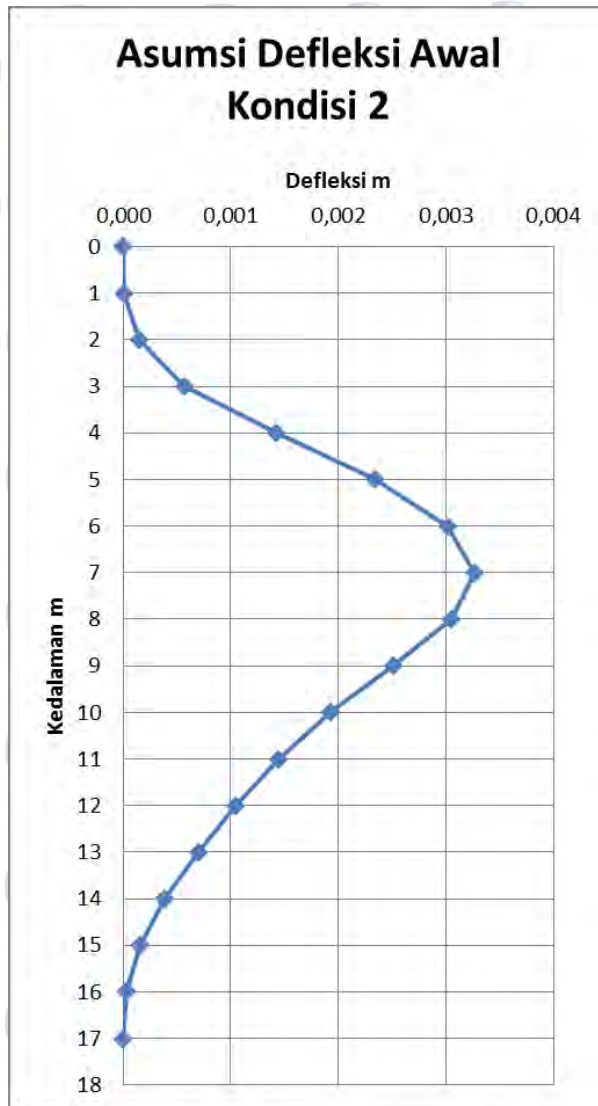
b. Kondisi 2

Kondisi 2 adalah kondisi untuk galian sampai dengan -8m. dan pada elevasi 0 m dan -3 m sudah ada penyangga berupa strut baja. Kondisi ini dapat digambarkan penampang pada gambar 5.7 dibawah :



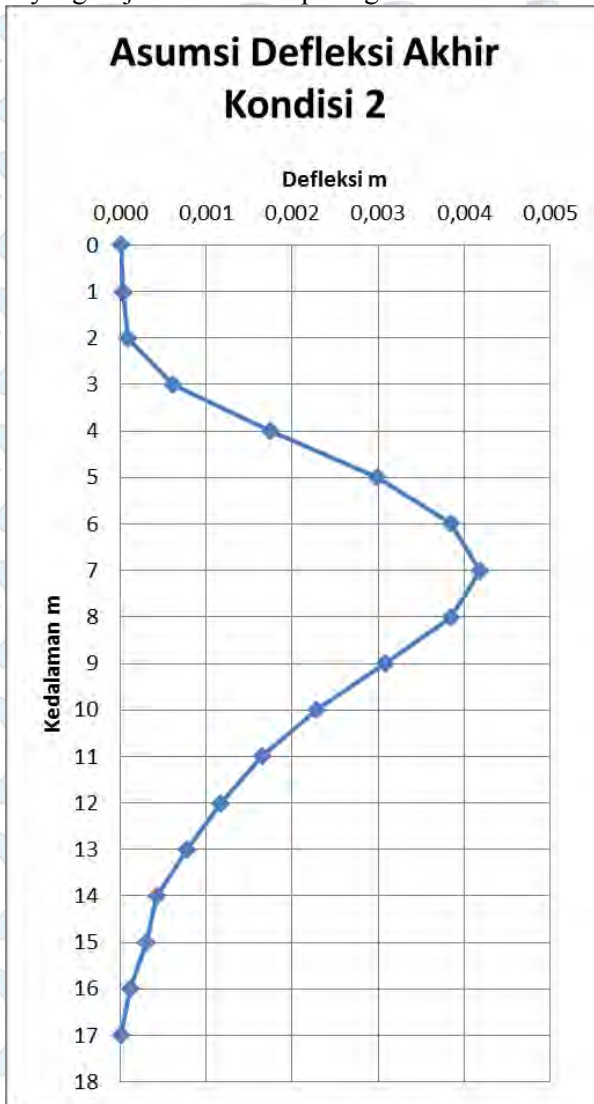
Gambar 5.7. Penampang Galian pada kondisi 2

Asumsi Defleksi awal Kondisi 2 akibat gaya $P'o$ tercantum pada Gambar 5.8 :



Gambar 5.8 Asumsi Defleksi Awal Kondisi 2

Asumsi defleksi akhir Kondisi A akibat gaya tekan aktif dan pasif yang terjadi tercantum pada gambar 5.9 :



Gambar 5.9 Asumsi Defleksi Akhir Kondisi 2

Untuk hasil pekerjaan pada galian 6 m dapat dilihat pada Tabel 5.7 sampai 5.9.

Tabel 5.7. Hasil perhitungan dinding diafragma pada Kondisi 2 dengan tebal 0,5 m.

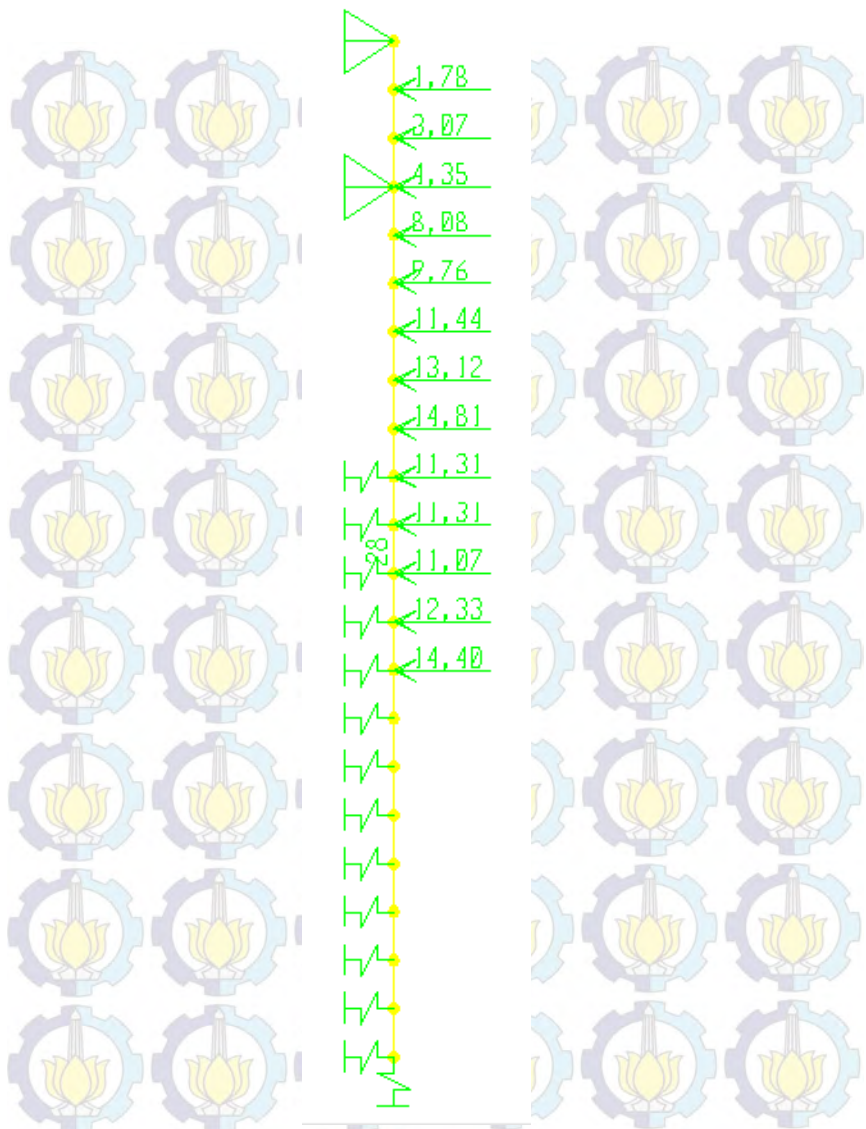
kedalaman (m)	Jenis Tanah	Kondisi Kepapatan	c	Ø	Ko	γ_t	γ'	Aktif					Pasif					akhir		x_0	K_{spring}	Phi aktif	Phi pasif	σ'_{hmin}	σ'_{hmax}	P'ha > σ'_{hmin}	P'hp < σ'_{hmax}	oh final aktif	oh final pasif
								σ_v	u	Po	σ_{ha}	Ka	σ_v	u	Po	σ_{hp}	Kp	Po	σ_h										
			t/m^2	(°)		t/m^3	t/m^3	t/m^2	t/m^2	t/m	t/m^2	t/m^2	t/m^2	t/m^2	t/m^2	t/m	t/m^2	t/m	t/m^2										
0								1.5	1.5											0								0	0
1	pasir berkerikil berbatu (urugan sirtu)		0	30	0,50	1,80	0,85	2,350	1	1,463	1,7826	0,333						1,463	1,783	0,00001	6000	1,403	0	1,7826	0	Not OK	OK	1,783	0,000
2			0	30	0,50	1,80	0,85	3,200	2	2,388	3,0656	0,333						2,388	3,066	0,000147	6000	1,506	0	3,0656	0	Not OK	OK	3,066	0,000
3			0	30	0,50	1,80	0,85	4,050	3	3,313	4,3487	0,333						3,313	4,349	0,00057	6000	-0,108	0	4,3487	0	Not OK	OK	4,349	0,000
4	lempung berlanau berpasir halus	sangat lunak	1,75	0	1	1,584	0,681	6,681	10,9	5,790	8,081	1						5,790	8,081	0,001422	4500	-0,609	0	8,081	0	Not OK	OK	8,081	0,000
5			1,75	0	1	1,584	0,681	1,362	11,9	6,971	9,7619	1						6,971	9,762	0,002342	4500	-3,568	0	9,7619	0	Not OK	OK	9,762	0,000
6			1,75	0	1	1,584	0,681	2,043	12,9	8,152	11,443	1						8,152	11,443	0,003017	4500	-5,424	0	11,443	0	Not OK	OK	11,443	0,000
7			1,75	0	1	1,584	0,681	2,724	13,9	9,333	13,124	1						9,333	13,124	0,003264	4500	-5,355	0	13,124	0	Not OK	OK	13,124	0,000
8			1,75	0	1	1,584	0,681	3,405	14,9	10,514	14,805	1						10,514	14,805	0,003048	4500	-3,202	0	14,805	0	Not OK	OK	14,805	0,000
9			1,75	0	1	1,584	0,681	4,086	15,9	11,695	16,486	1	0,681	1	0,840	5,181	1	10,855	11,305	0,002505	4500	0,423	12,113	16,486	5,181	Not OK	NOT OK	16,486	5,181
10			1,75	0	1	1,584	0,681	4,767	16,9	12,876	18,167	1	1,362	2	2,021	6,819	1	10,855	11,305	0,001929	4500	4,196	10,702	18,167	6,862	Not OK	NOT OK	18,167	6,862
11			1,81	0	1	1,609	0,7	5,467	17,9	14,067	19,747	1	2,062	3	3,212	8,6821	1	10,855	11,065	0,001443	4500	7,573	9,706	19,747	8,682	Not OK	NOT OK	19,747	8,682
12			1,81	0	1	1,609	0,7	6,167	18,9	15,267	21,447	1	2,762	4	4,412	10,382	1	10,855	11,065	0,001045	4500	10,565	9,115	21,447	10,382	Not OK	OK	21,447	9,115
13			1,81	0	1	1,609	0,7	6,867	19,9	16,467	23,147	1	3,463	5	5,612	12,083	1	10,855	11,065	0,000697	4500	13,331	8,749	23,147	12,083	Not OK	OK	23,147	8,749
14	lempung berlanau	kaku	2,47	0	1	1,614	0,82													0,000383									

Tabel 5.8 Hasil cek regangan dinding diafragma pada kondisi 2
(tebal dinding 0,6 m)

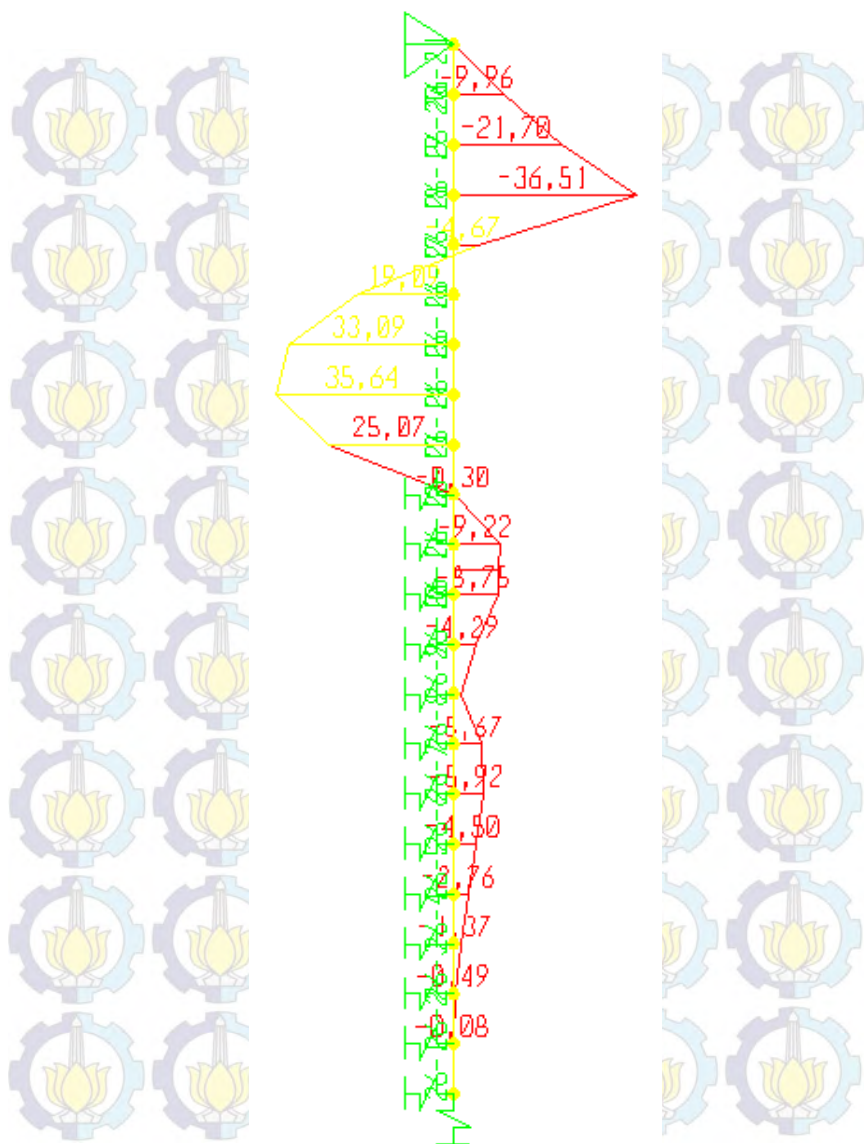
kedalaman (m)	Defleksi (m)	Regangan	Regangan Ijin	Kontrol
0	0,000000	0,000032	0,0015	OK
1	0,000032	0,000041	0,0015	OK
2	0,000081	0,000205	0,0015	OK
3	0,000616	0,000438	0,0015	OK
4	0,001751	0,000597	0,0015	OK
5	0,002983	0,000642	0,0015	OK
6	0,003851	0,000597	0,0015	OK
7	0,004182	0,000481	0,0015	OK
8	0,003851	0,000342	0,0015	OK
9	0,003079	0,000229	0,0015	OK
10	0,002288	0,000150	0,0015	OK
11	0,00165	0,000097	0,0015	OK
12	0,001168	0,000060	0,0015	OK
13	0,000774	0,000030	0,0015	OK
14	0,000424	0,000020	0,0015	OK
15	0,00030	0,000007	0,0015	OK
16	0,00012	0,000000	0,0015	OK
17	0,00001	0,000000	0,0015	OK

Tabel 5.9 Hasil perhitungan gaya total dinding diafragma pada kondisi 2 (tebal dinding 0,5 m)

kedalaman (m)	oh final aktif (t/m')	oh final pasif (t/m')	oh final (t/m')	Momen Final (tm)
0	0	0	0	0
1	1,78255	0	1,78255	-9,9607
2	3,0656	0	3,0656	-21,70446
3	4,34865	0	4,34865	-36,51419
4	8,080966	0	8,080966	-4,6729
5	9,761931	0	9,761931	19,087
6	11,442897	0	11,442897	33,0856
7	13,123863	0	13,123863	35,64
8	14,804828	0	14,804828	25,07
9	16,485794	5,180966	11,304828	-0,3
10	18,166760	6,861931	11,304828	-9,222
11	19,746950	8,682121	11,064828	-8,745
12	21,447140	9,114716	12,332423	0,0012
13	23,147330	8,748906	14,398423	0,000815



Gambar 5.10 Gaya tanah yang bekerja pada kondisi 2
(dalam t/m')



Gambar 5.11 Momen yang terjadi pada kondisi 2 (dalam t.m)

5.4.1. Perencanaan Struktur Dinding Diafragma

a. Penulangan dinding diafragma

Untuk perencanaan dinding diafragma direncanakan setebal 60 cm dengan $M_{max} = 36,5 \text{ tm}$, kontrol sebagai berikut :

- Mutu beton (f'_c) = 40 MPa
- Mutu Baja (f_y) = 400 MPa
- Tebal dinding = 60 cm
- Diameter Tulangan utama = 22 mm
- Diameter Tulangan Bagi = 19 mm
- Selimut beton = 75 mm

$$d = t - \text{selimut beton} - 0,5\phi_{\text{tul utama}} - \phi_{\text{tul memanjang}} \\ = 600 - 75 - 19 - 22 = 484 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ = \frac{0,85 \times 40 \times 0,81}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ = 0,041$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\ = 0,75 \times 0,041 \\ = 0,03075$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

- Koefisien Ketahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{365000000}{0,85 \times 1000 \times 484^2} = 1,833 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] \\ = \frac{1}{11,765} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 1,833}{400}} \right] \\ = 0,0047$$

$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{maks}$, maka digunakan ρ_{perlu}

- Luas tulangan

$$\begin{aligned} As_{perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0047 \times 1000 \times 484 = 2274,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan Ø22 – 150 ($As = 3041,06 \text{ mm}^2$)

- Kontrol Mn dengan Mu ($\phi Mn \geq Mu$)

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c b} = \frac{3041,06 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 1000} = 35,777 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 3041,06 \times 400 \left(484 - \frac{35,777}{2} \right) \\ &= 453591372,2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\phi Mn = 45,359 \text{ tm} > Mu = 36,5 \text{ tm} \dots \text{Ok.}$$

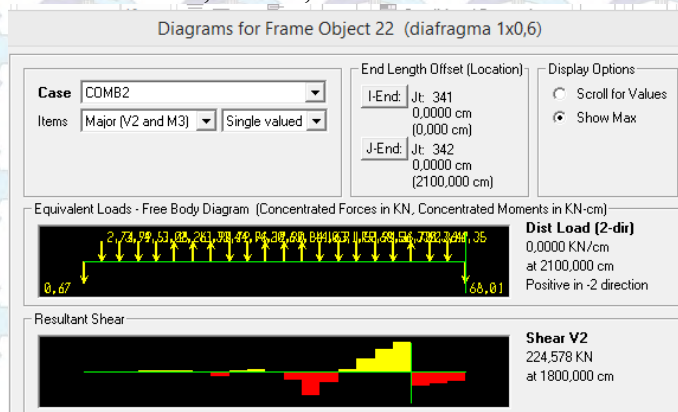
Untuk tulangan bagi:

$$\begin{aligned} As_{perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 484 = 871,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan bagi Ø12 – 150 ($As = 904,78 \text{ mm}^2$)

- **Tulangan geser**

Nilai Vu yang didapat dari hasil analisa program SAP 2000 adalah sebesar 224,578 KN,



Kekuatan beton:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 1000 \times 484 \\ &= 306108,477 \text{ N} = 301,2 \text{ KN} \end{aligned}$$

$V_u > \phi \cdot V_c$ (tidak perlu tulangan geser)

Untuk keamanan digunakan tulangan geser praktis sesuai dengan SNI 2847 yaitu :

Direncanakan tulangan geser 12 mm.

Kontrol jarak spasi tulangan:

- $S_{maks} = 350 \text{ mm}$

Sehingga tulangan geser Ø12 dengan jarak 350 mm

5.5. Alternatif 2 (Kombinasi Diaphragm Wall dan PVD)

a. Perhitungan Waktu Konsolidasi

Tanah lempung mempunyai sifat rembesan yang kecil sehingga kemampuan mengalirkan air relatif lambat. Hal ini menyebabkan air yang terdesak akibat penambahan beban timbunan dan beban di atasnya akan keluar dari lapisan lempung tersebut dalam waktu yang lama. Dan untuk menghitung waktu konsolidasi tersebut, arah alirannya merupakan *double drainage*, di mana di bawah lapisan lempung terdapat tanah pasir, sehingga arah alirannya adalah $\frac{1}{2}$ dari H. Lapisan setebal 19 meter dengan $H_{dr} = 9.5$ meter. Derajat konsolidasi (U) = 90% dengan faktor waktu (T_v) = 0.848 (Das, 1985) pada **Tabel 5.5**. Untuk nilai C_v disajikan dalam **Tabel 5.6**.

Tabel 5.5 Faktor Waktu terhadap Derajat Konsolidasi

Derajat Konsolidasi (U%)	Faktor Waktu (T _v)
0	0
10	0.008
20	0.031
30	0.071
40	0.126
50	0.197
60	0.287
70	0.403
80	0.567
90	0.848
100	∞

Sumber : Braja M. Das, 1985

Tabel 5.6 Nilai Cv pada Tiap Kedalaman Lapisan Tanah

No	Kedalaman (m)		Cv (cm ² /det)	H/ (Cv ^{0.5})	Cv (m ² /tahun)
1	3	5	0,00028	119,523	1,840
2	5	7	0,00028	119,523	
3	7	9	0,00028	119,523	
4	9	11	0,0005	89,443	
5	11	13	0,0005	89,443	
Hdr		13		537,454	

Sumber : hasil perhitungan

Dari tabel tersebut didapatkan nilai $T_{v90\%} = 0.848$. Sehingga untuk perhitungan waktu konsolidasi yang dibutuhkan untuk mencapai derajat konsolidasi 90% adalah :

$$t = \frac{T_{v90\%} (Hdr)^2}{C_v}$$

$$= \frac{0.848(13)^2}{1.84}$$

$$t_{90} = 77,887 \text{ tahun}$$

$$St \ 90\% = 90\% \times Sc$$

$$St \ 90\% = 90\% \times 3.20 \text{ meter} = 2.880 \text{ meter}$$

Sehingga waktu yang diperlukan untuk menghabiskan *settlement* 90% yang terjadi pada lapisan tanah dasar diperlukan waktu 77,887 tahun. Waktu pemampatan pada tanah dasar yang lama, perlu dilakukan pemasangan PVD untuk mempersingkat waktu pemampatan tersebut.

5.6. Perencanaan PVD (*Prefabricated Vertical Drain*)

Seperti pada penjelasan sebelumnya, waktu yang dibutuhkan tanah dasar untuk pemampatan sangat lama. Tanahnya merupakan tanah kompresible yang cukup tebal yaitu 25 meter. Akan dikhawatirkan terjadi differential settlement pada tanah timbunannya yang berakibat pada perkerasan jalan di atasnya. Untuk itu pada Tugas Akhir ini dipakai metode pemasangan PVD (*Prefabricated Vertical Drain*). Berikut ini adalah langkah-langkah perencanaannya.

1. Pemilihan Pola dan Jarak Pemasangan PVD

Pada perencanaan pemasangan PVD, pola yang digunakan ada dua macam, yaitu pola segiempat dan segitiga yang tersaji dalam **Gambar 5.4** dan **Gambar 5.8**. Dari masing-masing pola, akan dicari derajat konsolidasi untuk jarak pemasangan selebar 0,8 m; 1 m; 1,2 m; dan 1,5 m. Setelah dihitung derajat konsolidasi total, akan ditentukan pola dan jarak berapa yang akan dipilih dengan mempertimbangkan waktu dan biaya.

2. Perhitungan Derajat Konsolidasi Vertikal (U_v)

Perhitungan derajat konsolidasi vertikal (U_v) ditentukan dengan menggunakan persamaan 2.6 dan persamaan 2.7.

Dalam persamaan tersebut terdapat fungsi T_v (faktor waktu) yang dicari dengan menggunakan persamaan 2.8. Untuk menghitung waktu T_v , sebelumnya perlu dicari $C_{vgabungan}$. Adapun perhitungan $C_{vgabungan}$ adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} C_{vgabungan} &= \frac{(\sum H)^2}{\left[\frac{H1}{\sqrt{Cv1}} + \frac{H2}{\sqrt{Cv2}} + \dots + \frac{Hi}{\sqrt{Cvi}} \right]} \\ &= 0.003 \text{ cm}^2/\text{detik} = 0.182 \text{ m}^2/\text{minggu} \\ &= 9.464 \text{ m}^2/\text{tahun} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan T_v , dapat diambil contoh pada pola segitiga dengan diameter 0,8 meter :

$$\begin{aligned} T_v &= \frac{t \cdot C_v}{H_{dr}^2} \\ &= \frac{1 \times 0.035}{(13)^2} \\ &= 0.0002 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Derajat Konsolidasi Horisontal (U_h)

Untuk menghitung derajat konsolidasi, dapat digunakan persamaan 2.17 yang berubah menjadi :

$$U_h = \left[1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{1}{\alpha \times 8 \times C_h} \right) \left(\frac{D^2 \times 2 \times F(n)}{D^2 \times 2 \times F(n)} \right)}} \right) \right]$$

Pada persamaan di atas, dapat diketahui bahwa parameter tanah yang digunakan untuk mendapatkan Derajat Konsolidasi Horisontal (U_h) adalah koefisien konsolidasi horizontal (C_h), di mana harga C_h diambil $2C_v$.

Selain C_h , terdapat faktor lain yang merupakan faktor penghambat akibat jarak antar PVD yang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 2.9. Adapun hasil perhitungan $F_{(n)}$ untuk masing-masing pola pemasangan PVD dapat dilihat pada **Tabel 5.7** dan **Tabel 5.8**.

Tabel 5.7 Perhitungan Faktor Penghambat Akibat Jarak Pemasangan PVD ($F_{(n)}$) Pola Segitiga

Jarak PVD (s)	D = 1.05 S	a	b	dw	n	F(n)
(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0,8	840	100	5	66,845	12,566	1,791
1	1050	100	5	66,845	15,708	2,011
1,2	1260	100	5	66,845	18,850	2,192
1,5	1575	100	5	66,845	23,562	2,414
1,7	1785	100	5	66,845	26,704	2,538

Sumber : hasil Perhitungan

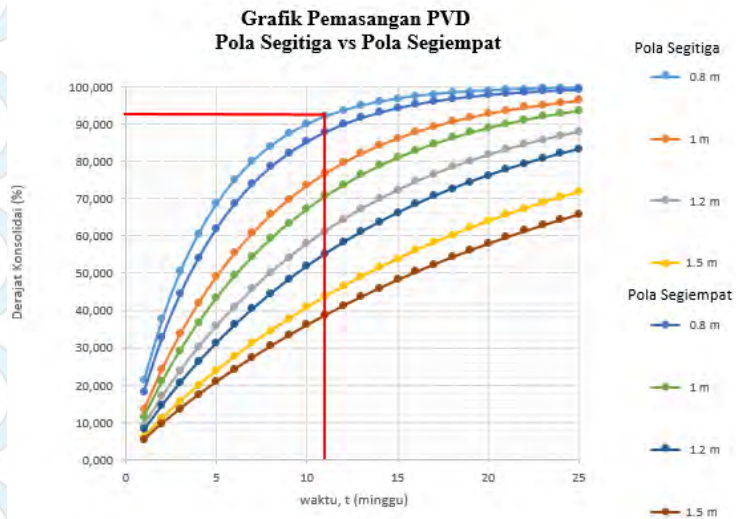
Tabel 5.8 Perhitungan Faktor Penghambat Akibat Jarak Pemasangan PVD ($F_{(n)}$) Pola Segiempat

Jarak PVD (s)	D = 1.13 S	a	b	dw	n	F(n)
(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0,8	904	100	5	66,845	13,524	1,863
1	1130	100	5	66,845	16,905	2,084
1,2	1356	100	5	66,845	20,286	2,265
1,5	1695	100	5	66,845	25,357	2,487
1,7	1921	100	5	66,845	28,738	2,611

Sumber : Hasil perhitungan

Setelah menghitung faktor penghambat akibat jarak pemasangan PVD, maka derajat konsolidasi arah horizontal dapat dicari.

Setelah mendapatkan harga U_v dan U_h untuk masing-masing pola, maka konsolidasi total dapat dicari dengan persamaan 2.20 sehingga didapatkan derajat konsolidasi total untuk masing-masing pola pemasangan PVD yang ditampilkan dalam Lampiran 5 dan Lampiran 6. sehingga dapat dibuat grafik hubungan antara U_{total} dan waktu yang dibutuhkan (minggu) seperti yang tersaji dalam **Gambar 5.4**.



Gambar 5.4 Grafik Perbandingan Pemasangan PVD Pola Segitiga dan Pola Segiempat

Karena waktu yang disediakan untuk preloading adalah selama 12 minggu, jadi waktu yang dibutuhkan tanah untuk terkonsolidasi menggunakan PVD tidak boleh dari waktu itu.

Maka berdasarkan grafik di atas, dapat dipilih pola pemasangan PVD segitiga dengan jarak 0,8 meter dengan waktu yang diperlukan untuk konsolidasi adalah 11 minggu, dan sudah tidak ada sisa pemampatan karena derajat konsolidasi sudah mencapai 90%. Hal ini bisa berubah-ubah berdasarkan perencanaan. Maksudnya lama waktu perencanaan bisa diganti dengan waktu yang lain dan disesuaikan dengan pola pemasangan yang dipilih.

4. Perhitungan Panjang Kedalaman PVD

Penentuan kedalaman PVD direncanakan sepanjang tanah lunak. Kedalaman tanah lunak sedalam 13 meter. Perencanaan kedalaman direncanakan berdasarkan dari cara pemasangan dan kemampuan alat yang digunakan untuk memasang PVD yaitu maksimal 13 meter.

5.6.1. Perencanaan *Preloading* kombinasi dengan PVD

Pada saat pelaksanaan di lapangan timbunan yang ada tidak langsung ditimbun atau diurug secara langsung tetapi di letakkan secara bertahap. Untuk mencapai $H_{final} = 3$ meter, penimbunan secara bertahap direncanakan memiliki kecepatan 60 cm/minggu. Sehingga jumlah tahap perletakan pengurugan tanah untuk mencapai H_{final} adalah :

$$\begin{aligned} H_{initial} &= 3 \text{ m} \\ \text{Jumlah pentahapan} &= 3 \text{ m} / 0.60 \text{ m} \\ &= 5 \text{ tahap} \end{aligned}$$

Untuk mengawali tahap penimbunan, langkah pertama yang harus dilakukan adalah mencari tinggi kritis (H_{cr}) dari timbunan yang mampu dipikul oleh tanah dasar di bawahnya. H_{cr} dapat dicari dengan program XSTABL dan didapatkan $H_{cr} = 3,6$ meter dengan $SF = 1.017$ (untuk harga $SF = 1.00$).

Setelah didapatkan nilai tinggi kritis, langkah berikutnya adalah mencari C_u baru dari tanah dasar apakah tanah cukup mampu menahan tahapan beban berikutnya, atau perlu ada penundaan karena tanah belum cukup mampu menahan beban. Berikut adalah langkah mencari C_u baru:

1. Menentukan tinggi H_{cr} dari tahapan penimbunan

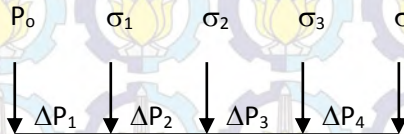
Tahap penimbunan sampai tahap minggu ke 5 disajikan dalam **Tabel 5.9**.

Tabel 5.9 Tahap Penimbunan perminggu

Tinggi Timbunan	Waktu (minggu)				
	0.6 m	1.2 m	1.8 m	2.4 m	3 m
0.6 m	1 mg				
1.2 m	2 mg	1 mg			
1.8 m	3 mg	2 mg	1 mg		
2.4 m	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg	
3 m	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg

2. Menghitung tegangan di tiap lapisan tanah untuk derajat konsolidasi 100%

Contoh penambahan beban akibat beban timbunan bertahap 1 s.d. 4 tahap dapat disajikan dalam **Gambar 5.10**



Gambar 5.5 Sketsa Perubahan Tegangan Akibat Beban Bertahap

Perhitungan perubahan tegangan didapat dari :

$$\sigma'_1 = P_o + \Delta P_1$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_1 + \Delta P_2 \text{ dan seterusnya hingga } \sigma'_4$$

Harga P_o , σ'_1 , σ'_2 dan seterusnya berbeda-beda untuk setiap kedalaman tanah.

$$\Delta P_1 = l \times q$$

Dimana :

$$q = H_{\text{timb tahap ke-}i} \times \gamma_{\text{timb}}$$

$$= 0.6 \times 1.80$$

$$= 1.08 \text{ t/m}^2$$

Untuk hasil perhitungan perubahan tegangan akibat beban bertahap sampai pada dari tahap 1 s.d. tahap ke-4 dengan derajat konsolidasi 100 %, dapat dilihat pada **Tabel 5.10**. Perhitungan lengkapnya tersaji dalam **Lampiran 7**.

3. Menghitung penambahan tegangan efektif akibat beban timbunan apabila derajat konsolidasi kurang dari 100%.

Untuk menghitung penambahan tegangan efektif apabila derajat konsolidasi kurang dari 100% maka dipakai derajat konsolidasi total (U_{total}) pada pemasangan PVD pola segitiga dengan jarak 1.5 meter seperti pada **Tabel 5.11**.

Tabel 5.10 Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada
Derajat Konsolidasi, $U=100\%$

Tegangan	Po'	σ_1'	σ_2'	σ_3'	σ_4'	σ_5'	σ_5'
	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
Kedalaman	H0	H1	H2	H3	H4	H5	H5
(m)	0 m	0,6 m	1,2 m	1,8 m	2,4 m	3 m	3 m
3 - 4	2,84	3,3748	4,4404	6,0388	8,17	10,834	13,498
4 - 5	3,43	3,9588	5,0244	6,6228	8,754	11,418	14,082
5 - 6	4,01	4,5428	5,6084	7,2068	9,338	12,002	14,666
6 - 7	4,61	5,1393	6,2049	7,8033	9,9345	12,5985	15,2625
7 - 8	5,22	5,7483	6,8139	8,4123	10,5435	13,2075	15,8715
8 - 9	5,82	6,3573	7,4229	9,0213	11,1525	13,8165	16,4805
9 - 10	6,44	6,9688	8,0344	9,6328	11,764	14,428	17,092
10 - 11	7,05	7,5828	8,6484	10,2468	12,378	15,042	17,706
11 - 12	7,66	8,1968	9,2624	10,8608	12,992	15,656	18,32
12 - 13	8,30	8,8318	9,8974	11,4958	13,627	16,291	18,955
13 - 14	8,96	9,4878	10,5534	12,1518	14,283	16,947	19,611

Sumber : Hasil perhitungan

Tabel 5.11 Konsolidasi Total untuk Pemasangan Pola Segitiga
dengan Jarak 0,8 meter

t	Tv	Uv	Uh	Utotal
(minggu)		(%)	(%)	(%)
1	0,000	0,016	0,201	21,376
2	0,000	0,023	0,361	37,588
3	0,001	0,028	0,489	50,380
4	0,001	0,033	0,592	60,518
5	0,001	0,037	0,674	68,568
6	0,001	0,040	0,739	74,967
7	0,001	0,043	0,792	80,058
8	0,002	0,046	0,833	84,111
9	0,002	0,049	0,867	87,337
10	0,002	0,052	0,894	89,907
11	0,002	0,054	0,915	91,954

12	0,003	0,057	0,932	93,585
13	0,003	0,059	0,946	94,885
14	0,003	0,061	0,957	95,922
15	0,003	0,063	0,965	96,748
16	0,003	0,065	0,972	97,406
17	0,004	0,067	0,978	97,931
18	0,004	0,069	0,982	98,350
19	0,004	0,071	0,986	98,684
20	0,004	0,073	0,989	98,950
21	0,004	0,075	0,991	99,162
22	0,005	0,077	0,993	99,332
23	0,005	0,078	0,994	99,467
24	0,005	0,080	0,995	99,575
25	0,005	0,082	0,996	99,661
26	0,005	0,083	0,997	99,729
27	0,006	0,085	0,998	99,784
28	0,006	0,086	0,998	99,828
29	0,006	0,088	0,998	99,862
30	0,006	0,089	0,999	99,890
31	0,006	0,091	0,999	99,912
32	0,007	0,092	0,999	99,930
33	0,007	0,094	0,999	99,944
34	0,007	0,095	1,000	99,955
35	0,007	0,097	1,000	99,964
36	0,008	0,098	1,000	99,972
37	0,008	0,099	1,000	99,977
38	0,008	0,101	1,000	99,982
39	0,008	0,102	1,000	99,986
40	0,008	0,103	1,000	99,988
41	0,009	0,105	1,000	99,991
42	0,009	0,106	1,000	99,993
43	0,009	0,107	1,000	99,994
44	0,009	0,108	1,000	99,995
45	0,009	0,110	1,000	99,996
46	0,010	0,111	1,000	99,997
47	0,010	0,112	1,000	99,998
48	0,010	0,113	1,000	99,998
49	0,010	0,114	1,000	99,998
50	0,010	0,115	1,000	99,999

Sumber : Hasil perhitungan

Derajat konsolidasi total (U_{total}) pada **Tabel 5.11** tersebut, digunakan untuk merumuskan perubahan tegangan di tiap lapisan tanah untuk menghitung derajat konsolidasi kurang dari 100% yang tersaji pada **Tabel 5.13**. Untuk tabel penambahan tegangan efektif, disajikan pada **Tabel 5.12**.

Tabel 5.12 Tabel Penambahan Tegangan Efektif apabila Derajat

Konsolidasi < 100%

Tahapan Penimbunan	Umur Timbunan (Minggu)	Derajat Konsolidasi U_{total} (%)	ΔP_1 pada $U < 100\%$
Tanah Asli		100	
0.0-0.6 (1)	4	66.027	$\left\{ \left(\frac{\sigma'_1}{P_o'} \right)^{0.4564} x P_o' \right\} - P_o'$
0.6-1.2 (2)	3	56.019	$\left\{ \left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right)^{0.3702} x \sigma'_1 \right\} - \sigma'_1$
1.2-1.8 (3)	2	42.921	$\left\{ \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma'_2} \right)^{0.2696} x \sigma'_2 \right\} - \sigma'_2$
1.8-2.4 (4)	1	25.561	$\left\{ \left(\frac{\sigma'_4}{\sigma'_3} \right)^{0.15104} x \sigma'_3 \right\} - \sigma'_3$

4. Menghitung kenaikan daya dukung tanah (akibat dari meningkatnya harga C_u).

Harga C_u baru diperoleh dengan menggunakan persamaan 2.13 dan 2.14 sehingga diperoleh harga C_u baru seperti yang ditampilkan pada **Tabel 5.13**.

Tabel 5.13 Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah padaDerajat Konsolidasi, $U < 100\%$

Perubahan Tegangan	$Po' \text{ t/m}^2$	$\Delta p1' \text{ t/m}^2$	$\Delta p1' \text{ t/m}^2$	$\Delta p1' \text{ t/m}^2$	$\Delta p1' \text{ t/m}^2$	$\Delta p1' \text{ t/m}^2$	$\Delta p1' \text{ t/m}^2$
Tinggi Penimbunan	H = 0 m	H = 0,6 m	H = 1,2 m	H = 1,8 m	H = 2,4 m	H = 3 m	H = 3,6 m
Umur Timbunan	-	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg
U%	100%	92,0%	89,91%	87,34%	84,11%	80,06%	74,97%
Kedalaman							
3 - 4	2,84	0,486	0,944	1,368	1,748	2,071	1,941
4 - 5	3,43	0,487	0,946	1,371	1,752	2,075	1,944
5 - 6	4,01	0,487	0,948	1,373	1,755	2,078	1,946
6 - 7	4,61	0,488	0,949	1,375	1,757	2,081	1,948
7 - 8	5,22	0,488	0,950	1,377	1,760	2,084	1,951
8 - 9	5,82	0,488	0,950	1,378	1,762	2,086	1,952
9 - 10	6,44	0,488	0,951	1,380	1,763	2,088	1,954
10 - 11	7,05	0,488	0,952	1,381	1,765	2,091	1,956
11 - 12	7,66	0,489	0,952	1,382	1,767	2,092	1,957
12 - 13	8,30	0,489	0,952	1,383	1,768	2,094	1,959
13 - 14	8,96	0,489	0,953	1,383	1,769	2,096	1,960

Kedalaman	$\sigma' \text{ t/m}^2$	PI (%)	Cu Lama t/m^2	Cu Baru t/m^2	Cu transisi t/m^2
3 - 4	11,40	41,190	1,75	2,151	1,95
4 - 5	12,00	41,190	1,75	2,225	1,99
5 - 6	12,60	41,190	1,75	2,299	2,02
6 - 7	13,20	41,190	1,75	2,374	2,06
7 - 8	13,82	41,190	1,75	2,451	2,10
8 - 9	14,44	41,190	1,75	2,528	2,14
9 - 10	15,06	41,190	1,81	2,605	2,21
10 - 11	15,68	41,190	1,81	2,682	2,25
11 - 12	16,30	42,000	1,81	2,737	2,27
12 - 13	16,94	42,000	2,47	2,816	2,64
13 - 14	17,61	42,000	2,47	2,897	2,68

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, diketahui harga Cu baru langsung mengalami peningkatan.

$$\text{Cu transisi} = \frac{Cu_{\text{asli}} + Cu_{\text{baru}}}{2}$$

Cu baru =

$$[0.0737 + (0.1899 - 0.0016 \text{ PI})] \times \text{Po}'$$

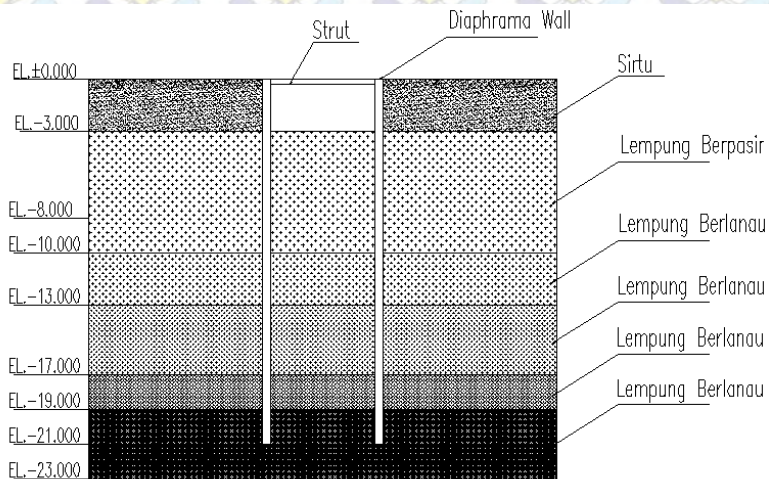
(untuk $\text{PI} < 120\%$)

$$[0.0737 + (0.0454 - 0.00004 \text{ PI})] \times \text{Po}'$$

(untuk $\text{PI} \geq 120\%$)

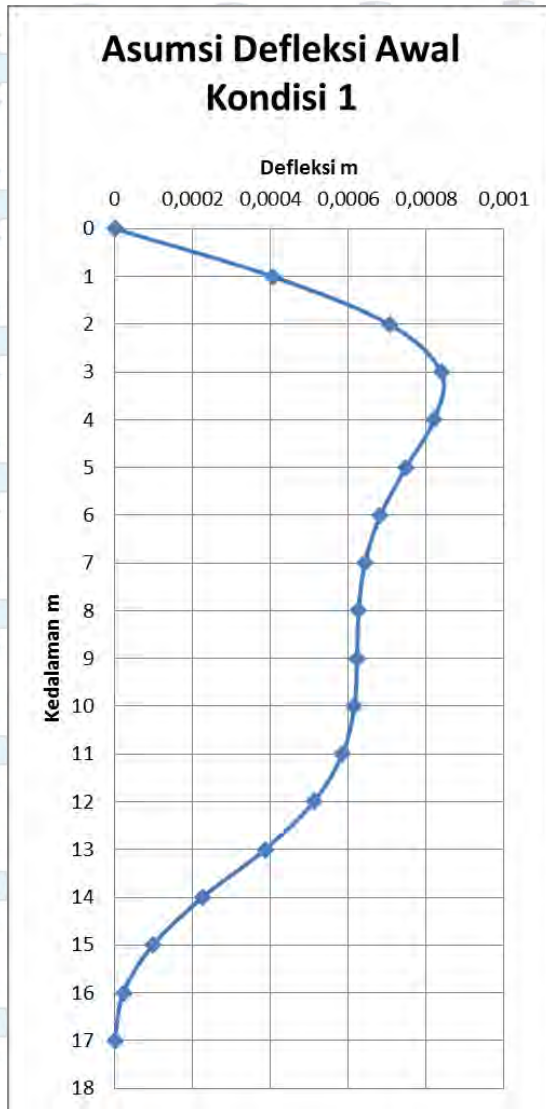
a. Kondisi 1

Kondisi A adalah kondisi untuk galian sampai dengan -3 m dan pada elevasi 0 m sudah ada penyangga berupa strut baja. Kondisi ini dapat digambarkan penampangnya pada Gambar 5.2 dibawah ini:



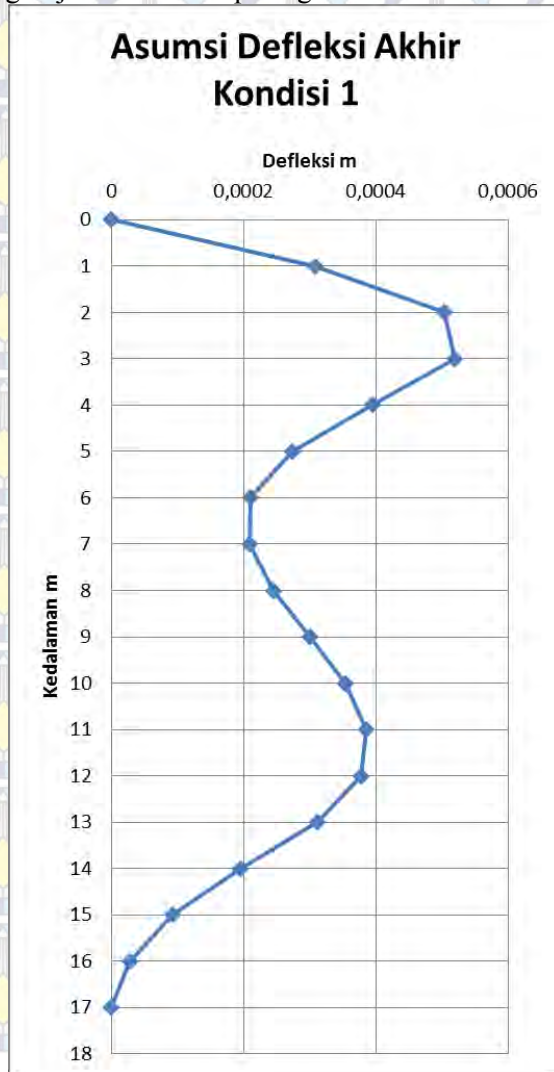
Gambar 5.2. Penampang Galian pada Kondisi 1

Asumsi Defleksi awal Kondisi 1 akibat gaya P' o tercantum pada Gambar 5.3 :



Gambar 5.3 Asumsi Defleksi Awal Kondisi 1

Asumsi defleksi akhir Kondisi 1 akibat gaya tekan aktif dan pasif yang terjadi tercantum pada gambar 5.4 :



Gambar 5.4 Asumsi Defleksi Akhir Kondisi 1

Untuk hasil pekerjaan pada galian 3 m dapat dilihat pada Tabel 5.14 sampai Tabel 5.16.

Tabel 5.14. Hasil perhitungan dinding diafragma pada Kondisi 1 dengan tebal 0,6 m.

kedalaman (m)	Jenis Tanah	Kondisi Kepadatan	c	ϕ	Ko	γ_t	γ'	Aktif					Pasif					akhir		x_0	K_{spring}	$P'hi$ aktif	$P'hi$ pasif	σ'_{hmin}	σ'_{hmax}	$P'ha > \sigma'_{hmin}$	$P'hp < \sigma'_{hmax}$
								σ_v	u	Po	σ_{ha}	Ka	σ_v	u	Po	σ_{hp}	Kp	Po	σ_h								
								t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²								
0								1,5	1,5											0							
1	pasir berkerikil berbatu (urugan sirtu)		0	30	0,50	1,80	0,85	2,350	1	1,463	1,7826	0,333						1,463	1,783	0,000406	6000	-0,974	0	1,7826	0	Not OK	OK
2			0	30	0,50	1,80	0,85	3,200	2	2,388	3,0656	0,333						2,388	3,066	0,000706	6000	-1,849	0	3,0656	0	Not OK	OK
3			0	30	0,50	1,80	0,85	4,050	3	3,313	4,3487	0,333						3,313	4,349	0,000839	6000	-1,722	0	4,3487	0	Not OK	OK
4	lempung berlanau berpasir halus	sangat lunak	2,15	0	1	1,584	0,681	4,731	4	6,390	4,429	1	0,681	1	0,840	5,983	1	5,550	-1,554	0,000821	4500	2,696	4,535	4,429	5,983	Not OK	OK
5			2,23	0	1	1,584	0,681	5,412	5	7,571	5,9619	1	1,362	2	2,021	7,8119	1	5,550	-1,850	0,000749	4500	4,201	5,392	5,9619	7,812	Not OK	OK
6			2,23	0	1	1,584	0,681	6,093	6	8,752	7,6429	1	2,043	3	3,202	9,4929	1	5,550	-1,850	0,000683	4500	5,679	6,276	7,6429	9,493	Not OK	OK
7			2,3	0	1	1,584	0,681	6,774	7	9,933	9,1759	1	2,724	4	4,383	11,322	1	5,550	-2,146	0,000643	4500	7,040	7,277	9,1759	11,322	Not OK	OK
8			2,37	0	1	1,584	0,681	7,455	8	11,114	10,707	1	3,405	5	5,564	13,153	1	5,550	-2,446	0,000627	4500	8,293	8,386	10,707	13,153	Not OK	OK
9			2,45	0	1	1,584	0,681	8,136	9	12,295	12,234	1	4,086	6	6,745	14,988	1	5,550	-2,754	0,000623	4500	9,492	9,549	12,234	14,988	Not OK	OK
10			2,53	0	1	1,584	0,681	8,817	10	13,476	13,761	1	4,767	7	7,926	16,823	1	5,550	-3,062	0,000616	4500	10,704	10,698	13,761	16,823	Not OK	OK
11			2,61	0	1	1,609	0,7	9,517	11	14,667	15,307	1	5,467	8	9,117	18,677	1	5,550	-3,370	0,000585	4500	12,034	11,749	15,307	18,677	Not OK	OK
12	lempung berlanau	lunak	2,74	0	1	1,609	0,7	10,217	12	15,867	16,743	1	6,167	9	10,317	20,641	1	5,550	-3,898	0,000512	4500	13,563	12,621	16,743	20,641	Not OK	OK
13			2,82	0	1	1,609	0,7	10,917	13	17,067	18,285	1	6,867	10	11,517	22,499	1	5,550	-4,214	0,000386	4500	15,330	13,254	18,285	22,499	Not OK	OK
14	lempung berlanau	kaku	2,47	0	1	1,614	0,82													0,000226							

Tabel 5.15 Hasil cek regangan dinding diafragma pada kondisi 1 (tebal dinding 0,5 m)

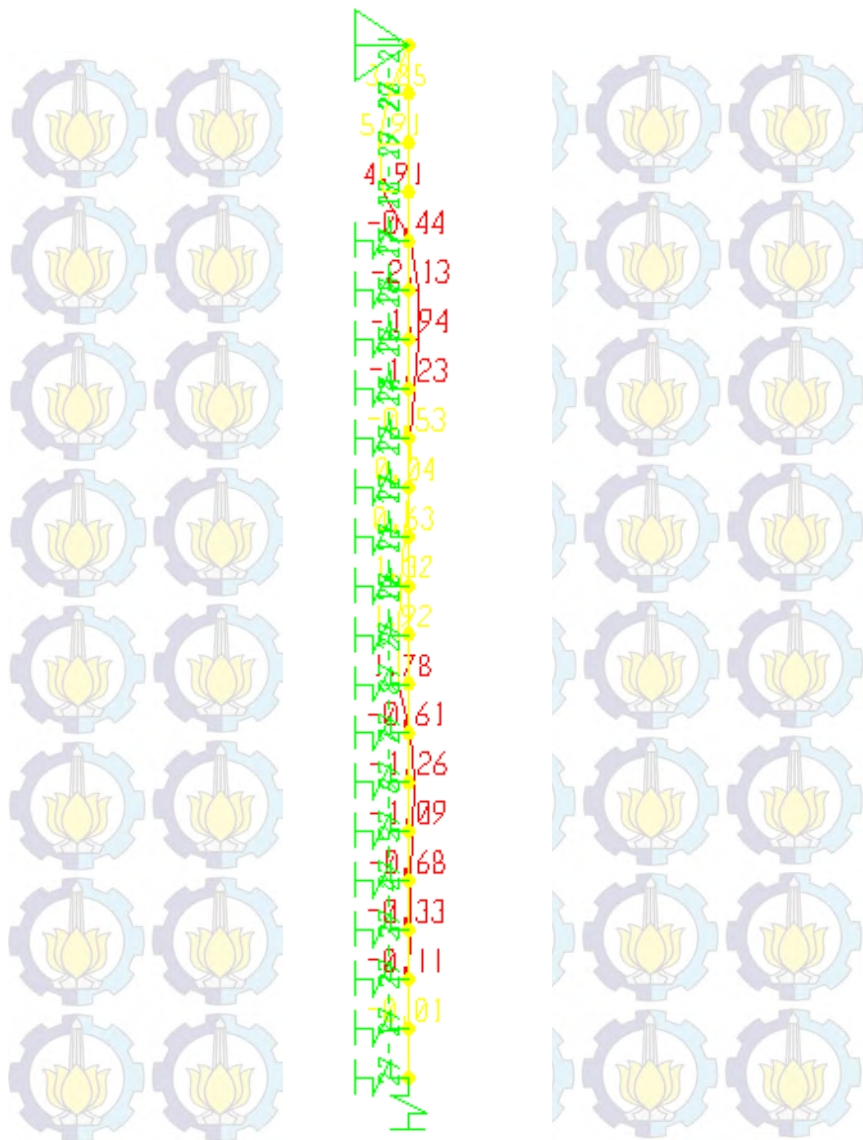
kedalaman (m)	Defleksi (m)	Regangan	Regangan ijin	Kontrol
0	0	0,0003090	0,0015	OK
1	0,000309	0,0002515	0,0015	OK
2	0,000503	0,0001733	0,0015	OK
3	0,00052	0,0000988	0,0015	OK
4	0,000395	0,0000546	0,0015	OK
5	0,000273	0,0000352	0,0015	OK
6	0,000211	0,0000299	0,0015	OK
7	0,000209	0,0000308	0,0015	OK
8	0,000246	0,0000334	0,0015	OK
9	0,000301	0,0000354	0,0015	OK
10	0,000354	0,0000351	0,0015	OK
11	0,000386	0,0000315	0,0015	OK
12	0,000378	0,0000239	0,0015	OK
13	0,000311	0,0000139	0,0015	OK
14	0,000195	0,0000062	0,0015	OK
15	0,000093	0,0000018	0,0015	OK
16	0,000028	0,0000000	0,0015	OK
17	0	0,0000000	0,0015	OK

Tabel 5.16 Hasil perhitungan gaya total dinding diafragma pada kondisi 1 (tebal dinding 0,5 m)

kedalaman (m)	σ_h final aktif (t/m')	σ_h final pasif (t/m')	σ_h final (t/m')	Momen Final (tm)
0	0	0	0	0
1	1,7826	0,0000	1,7826	3,85
2	3,0656	0,0000	3,0656	5,91
3	4,3487	0,0000	4,3487	4,91
4	4,4290	4,5350	-0,1060	-0,438
5	5,9619	5,3919	0,5700	-2,129
6	7,6429	6,2759	1,3670	-1,94
7	9,1759	7,2769	1,8990	-1,225
8	10,7068	8,3858	2,3210	-0,576
9	12,2338	9,5488	2,6850	0,04
10	13,7608	10,6983	3,0625	0,69
11	15,3069	11,7494	3,5576	1,32
12	16,7431	12,6210	4,1221	1,92
13	18,2853	13,2542	5,0311	1,778



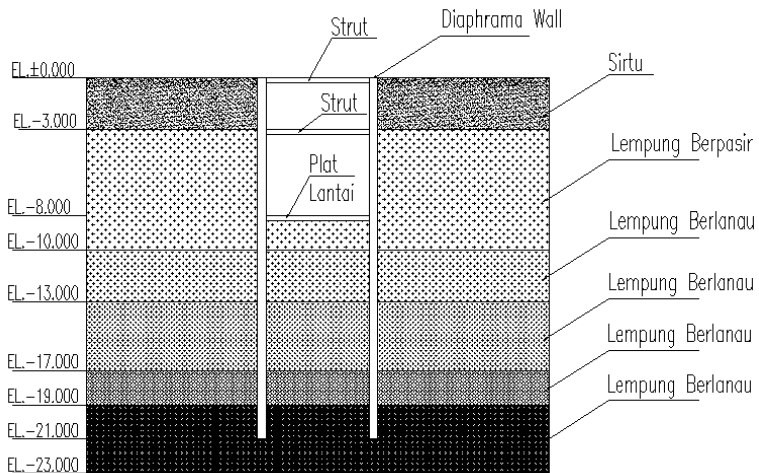
Gambar 5.5 Gaya tanah yang bekerja pada kondisi 1 (dalam t/m')



Gambar 5.6 Momen yang terjadi pada kondisi 1 (dalam t.m)

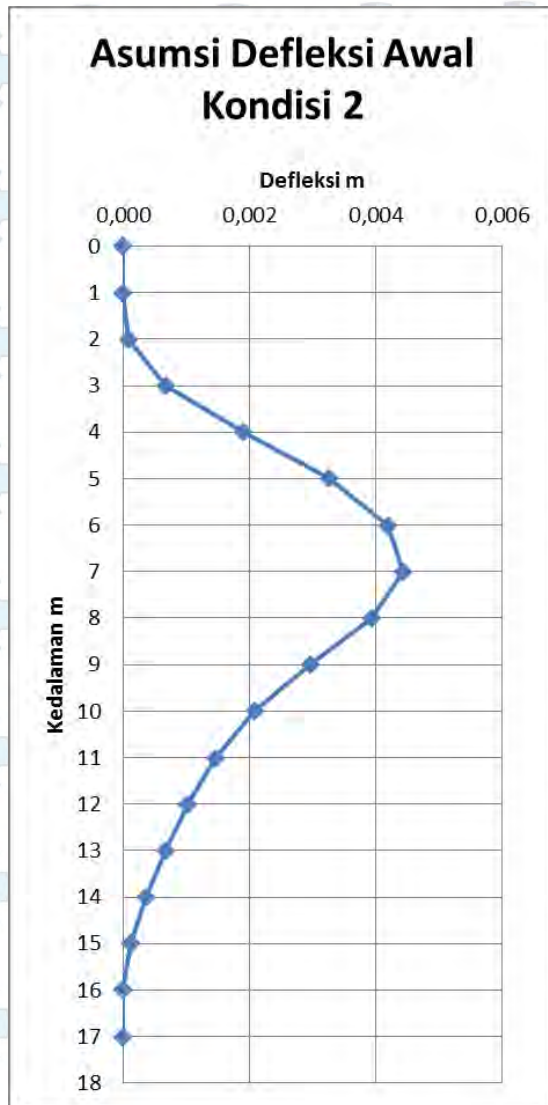
b. Kondisi 2

Kondisi 2 adalah kondisi untuk galian sampai dengan -8m, dan pada elevasi 0 m dan -3 m sudah ada penyangga berupa strut baja. Kondisi ini dapat digambarkan penampang pada gambar 5.7 dibawah :



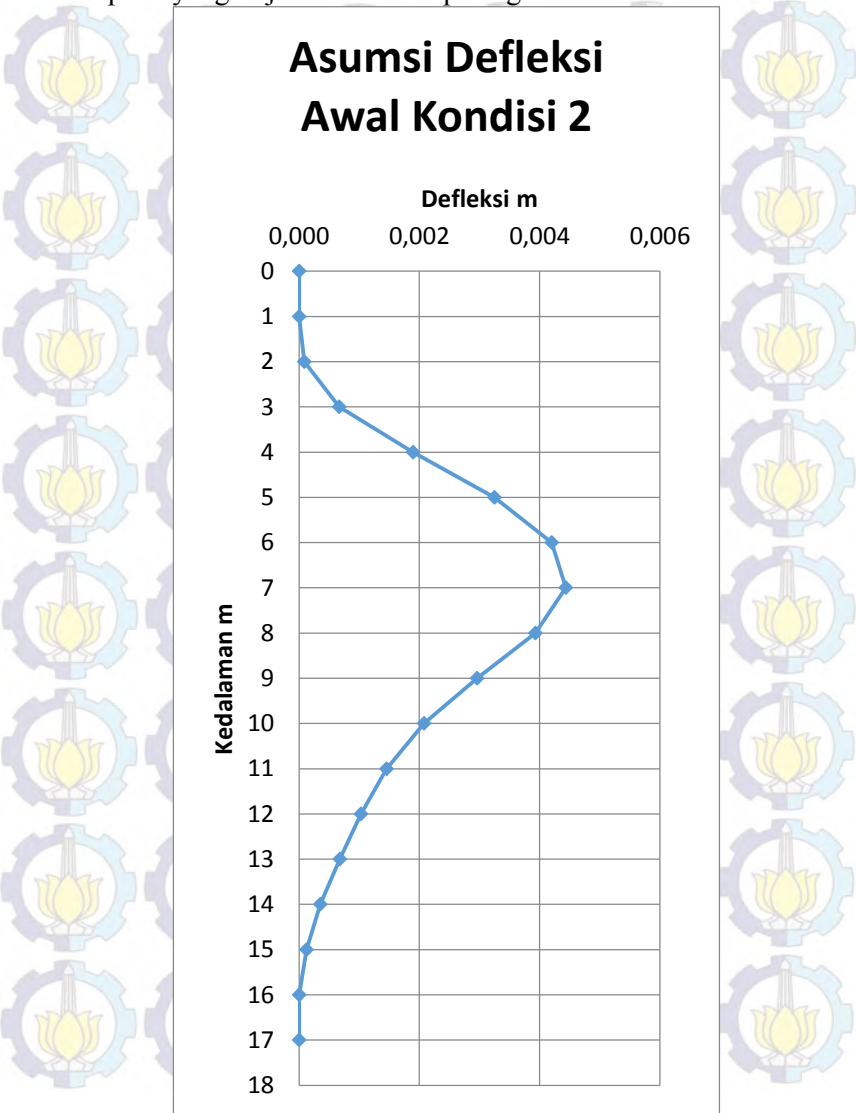
Gambar 5.7. Penampang Galian pada kondisi 2

Asumsi Defleksi awal Kondisi 2 akibat gaya P_o tercantum pada Gambar 5.8 :



Gambar 5.8 Asumsi Defleksi Awal Kondisi 2

Asumsi defleksi akhir Kondisi A akibat gaya tekan aktif dan pasif yang terjadi tercantum pada gambar 5.9 :



Gambar 5.9 Asumsi Defleksi Akhir Kondisi 2

Untuk hasil pekerjaan pada galian 3 m dapat dilihat pada Tabel 5.17 sampai 5.19.

Tabel 5.17. Hasil perhitungan dinding diafragma pada Kondisi 2 dengan tebal 0,5 m.

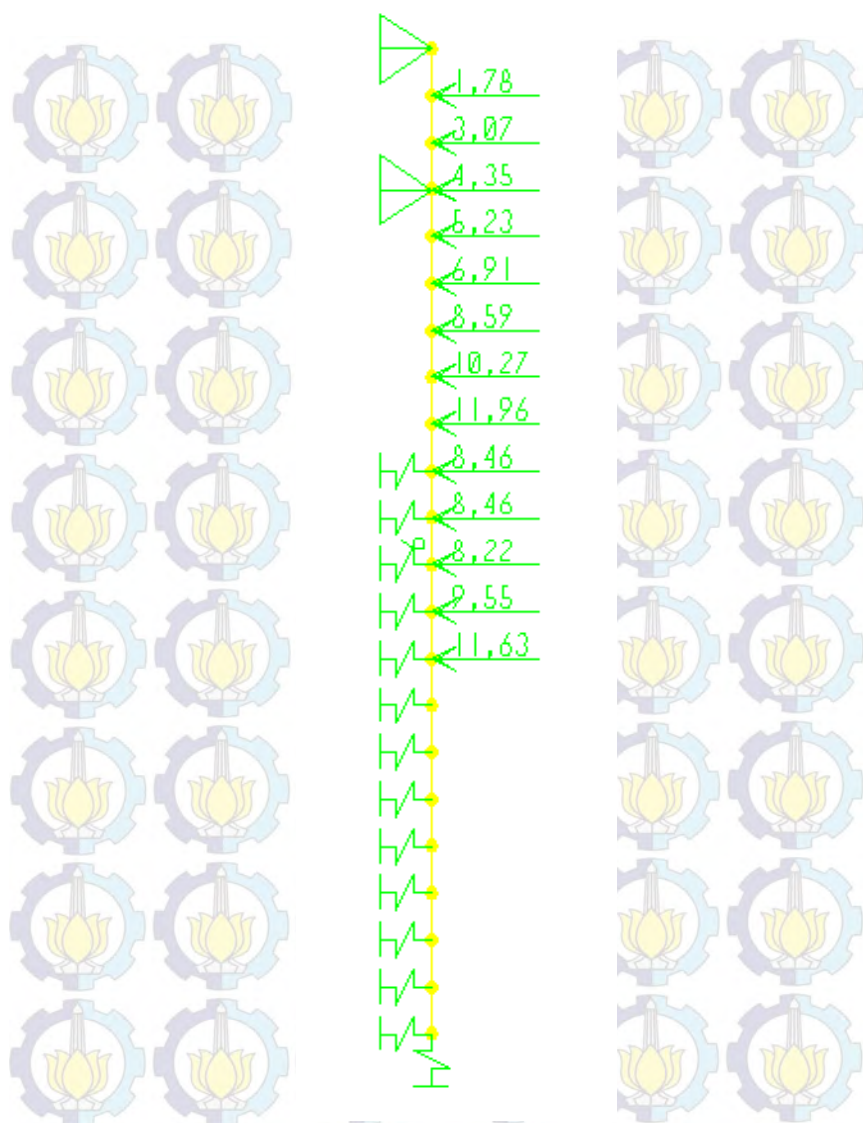
No	kedalaman (m)	Jenis Tanah	Kondisi Kepadatan	c	Ø	Ko	γ _t	γ'	Aktif					Pasif					akhir		x ₀	K _{spring}	Phi aktif	Phi pasif	σ' _{hmin}	σ' _{hmax}	P _{ha} > σ' _{hmin}	P _{hp} < σ' _{hmax}
									σ _v	u	Po	σ _{hs}	Ka	σ _v	u	Po	σ _{hp}	Kp	Po	σ _h								
									t/m ²	t/m ²	t/m	t/m ²		t/m ²	t/m ²	t/m	t/m ²		t/m	t/m ²								
0									1,5	1,5								0										
1	1	pasir berkerikil berbatu (urugan sirtu)		0	30	0,50	1,80	0,85	2,350	1	1,463	1,7826	0,333						1,463	1,783	0	6000	1,463	0	1,7826	0	Not OK	OK
2	2			0	30	0,50	1,80	0,85	3,200	2	2,388	3,0656	0,333						2,388	3,066	0,000086	6000	1,872	0	3,0656	0	Not OK	OK
3	3			0	30	0,50	1,80	0,85	4,050	3	3,313	4,3487	0,333						3,313	4,349	0,000668	6000	-0,696	0	4,3487	0	Not OK	OK
4	4	lempung berlanau berpasir halus	sangat lunak	1,75	0	1	1,584	0,681	4,731	4	2,340	5,231	1						2,340	5,231	0,001895	4500	-6,187	0	5,231	0	Not OK	OK
5	5			1,75	0	1	1,584	0,681	5,412	5	7,571	6,9119	1						7,571	6,912	0,003251	4500	-7,058	0	6,9119	0	Not OK	OK
6	6			1,75	0	1	1,584	0,681	6,093	6	8,752	8,5929	1						8,752	8,593	0,004201	4500	-10,152	0	8,5929	0	Not OK	OK
7	7			1,75	0	1	1,584	0,681	6,774	7	9,933	10,274	1						9,933	10,274	0,004438	4500	-10,038	0	10,274	0	Not OK	OK
8	8			1,75	0	1	1,584	0,681	7,455	8	11,114	11,955	1						11,114	11,955	0,003931	4500	-6,575	0	11,955	0	Not OK	OK
9	9			1,75	0	1	1,584	0,681	8,136	9	12,295	13,636	1	0,681	1	0,840	5,181	1	11,455	8,455	0,002964	4500	-1,043	14,178	13,636	5,181	Not OK	NOT OK
10	10	lempung berlanau	lunak	1,75	0	1	1,584	0,681	8,817	10	13,476	15,317	1	1,362	2	2,021	6,8619	1	11,455	8,455	0,00208	4500	4,116	11,381	15,317	6,862	Not OK	NOT OK
11	11			1,81	0	1	1,609	0,7	9,517	11	14,667	16,897	1	2,062	3	3,212	8,6821	1	11,455	8,215	0,001456	4500	8,115	9,764	16,897	8,682	Not OK	NOT OK
12	12			1,81	0	1	1,609	0,7	10,217	12	15,867	18,597	1	2,762	4	4,412	10,382	1	11,455	8,215	0,00103	4500	11,232	9,047	18,597	10,382	Not OK	OK
13	13			1,81	0	1	1,609	0,7	10,917	13	17,067	20,297	1	3,463	5	5,612	12,083	1	11,455	8,215	0,00068	4500	14,007	8,672	20,297	12,083	Not OK	OK
14	14	lempung berlans	kaku	2,47	0	1	1,614	0,82												0,000354								

Tabel 5.18 Hasil cek regangan dinding diafragma pada kondisi 2
(tebal dinding 0,5 m)

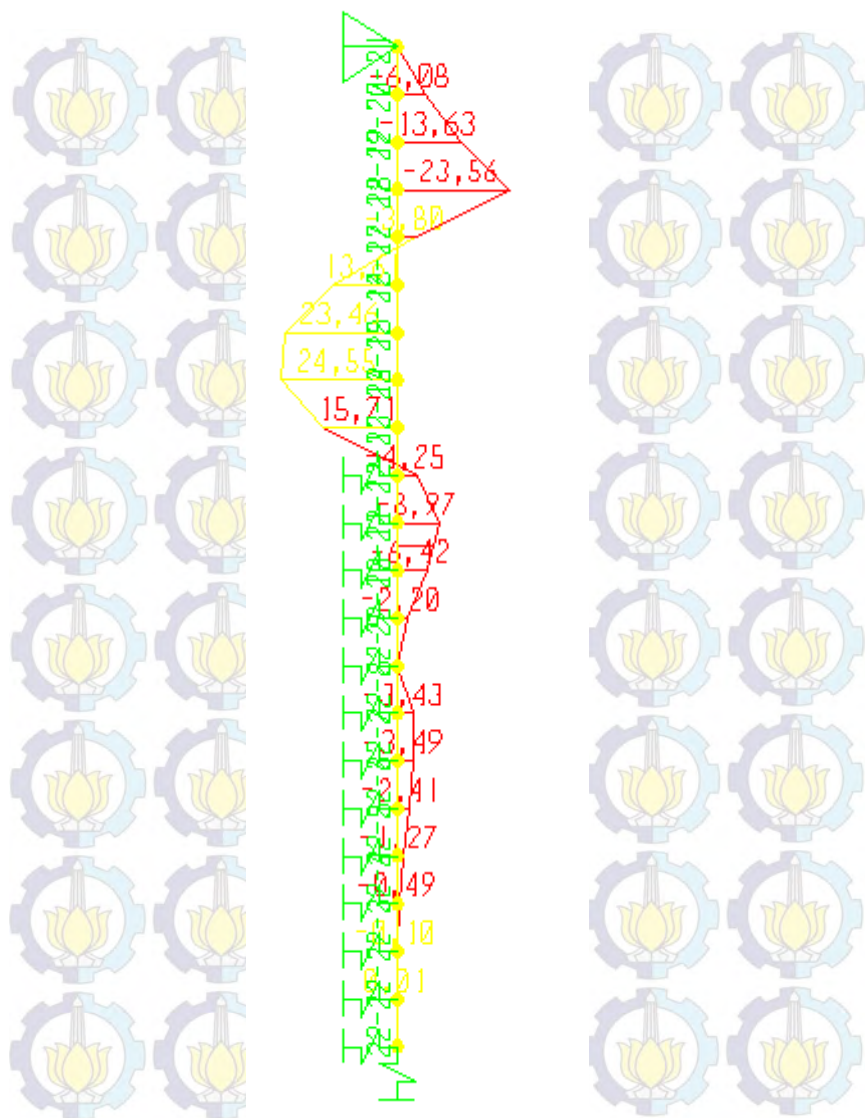
kedalaman (m)	Defleksi (m)	Regangan	Regangan Ijin	Kontrol
0	0	0,000000	0,0015	OK
1	0	0,000030	0,0015	OK
2	0,00006	0,000210	0,0015	OK
3	0,00063	0,000467	0,0015	OK
4	0,001867	0,000639	0,0015	OK
5	0,003197	0,000685	0,0015	OK
6	0,004109	0,000614	0,0015	OK
7	0,004298	0,000467	0,0015	OK
8	0,003733	0,000301	0,0015	OK
9	0,00271	0,000180	0,0015	OK
10	0,001803	0,000109	0,0015	OK
11	0,001203	0,000070	0,0015	OK
12	0,000845	0,000044	0,0015	OK
13	0,000578	0,000022	0,0015	OK
14	0,000314	0,000008	0,0015	OK
15	0,00012	0,000001	0,0015	OK
16	0,00001	0,000000	0,0015	OK
17	0,00000	0,000000	0,0015	OK

Tabel 5.19 Hasil perhitungan gaya total dinding diafragma pada kondisi 2 (tebal dinding 0,5 m)

kedalaman (m)	σ_h final aktif (t/m')	σ_h final pasif (t/m')	σ_h final (t/m')	Momen Final (tm)
0	0	0	0	0
1	1,78255	0	1,78255	-5,939
2	3,0656	0	3,0656	-13,66
3	4,34865	0	4,34865	-24,45
4	5,230966	0	5,230966	-2,588
5	6,911931	0	6,911931	14,043
6	8,592897	0	8,592897	23,76
7	10,273863	0	10,273863	24,89
8	11,954828	0	11,954828	15,74
9	13,635794	5,180966	8,454828	-5,36
10	15,316760	6,861931	8,454828	-10,52
11	16,896950	8,682121	8,214828	-7,9
12	18,597140	9,047216	9,549923	-2,68
13	20,297330	8,672406	11,624923	0,599



Gambar 5.10 Gaya tanah yang bekerja pada kondisi 2 (dalam t/m^2)



Gambar 5.11 Momen yang terjadi pada kondisi 2 (dalam t.m)

5.7. Perencanaan Struktur Dinding Diafragma

a. Penulangan dinding diafragma

Untuk perencanaan dinding diafragma direncanakan setebal 60 cm dengan $M_{max} = 24,89 \text{ tm}$, kontrol sebagai berikut :

- Mutu beton (f'_c) = 40 MPa
- Mutu Baja (f_y) = 400 MPa
- Tebal dinding = 50 cm
- Diameter Tulangan utama = 22 mm
- Diameter Tulangan Bagi = 19 mm
- Selimut beton = 75 mm

$$d = t - \text{selimut beton} - 0,5\phi_{\text{tul utama}} - \phi_{\text{tul memanjang}} \\ = 500 - 75 - 19 - 22 = 384 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ = \frac{0,85 \times 40 \times 0,81}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ = 0,041$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\ = 0,75 \times 0,041 \\ = 0,03075$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

- Koefisien Ketahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{248900000}{0,85 \times 1000 \times 384^2} = 1,98 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] \\ = \frac{1}{11,765} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 1,95}{400}} \right] \\ = 0,005$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$, maka digunakan ρ_{perlu}

- Luas tulangan

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,005 \times 1000 \times 384 = 1929 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan Ø22 – 200 ($A_s = 2280,8 \text{ mm}^2$)

- Kontrol Mn dengan Mu ($\phi M_n \geq M_u$)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{2280,8 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 1000} = 26,83 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 2280,8 \times 400 \left(384 - \frac{26,83}{2} \right) \\ &= 270473685,8 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 27,047 \text{ tm} > M_u = 24,89 \text{ tm} \dots \text{Ok.}$$

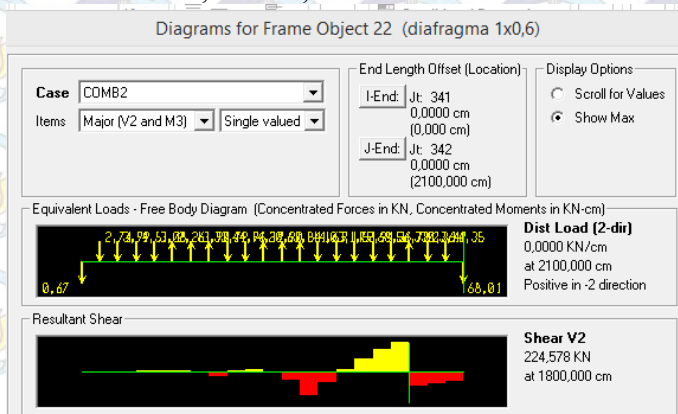
Untuk tulangan bagi:

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 384 = 691,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan bagi Ø12 – 150 ($A_s = 904,78 \text{ mm}^2$)

- **Tulangan geser**

Nilai Vu yang didapat dari hasil analisa program SAP 2000 adalah sebesar 224,578 KN,



Kekuatan beton:

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 1000 \times 484 \\
 &= 306108,477 \text{ N} = 301,2 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$V_u > \phi \cdot V_c$ (tidak perlu tulangan geser)

Untuk keamanan digunakan tulangan geser praktis sesuai dengan SNI 2847 yaitu :

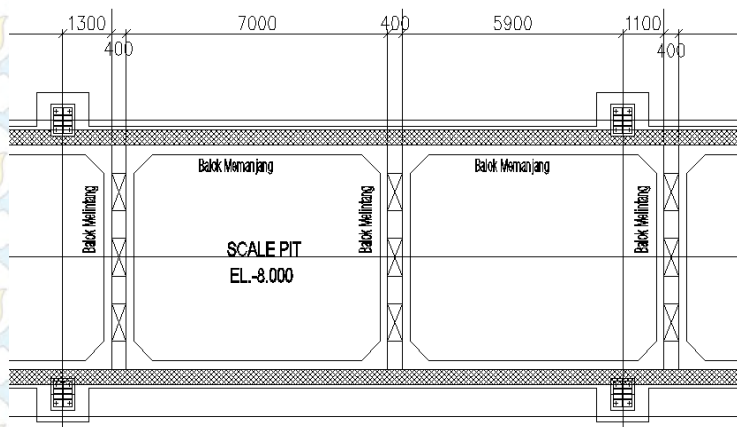
Direncanakan tulangan geser 12 mm.

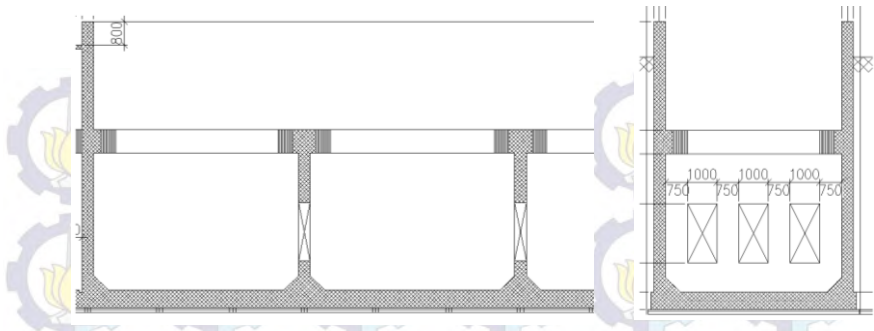
Kontrol jarak spasi tulangan:

- $S_{maks} = 350 \text{ mm}$

Sehingga tulangan geser Ø12 dengan jarak 300 mm

5.7.1. Perencanaan Balok Memanjang dan Balok Melintang Pengaku Scale Pit





b. Penulangan

1. Untuk perencanaan balok 50 x 70 dengan $M_{max} = 28,32$ tm, kontrol sebagai berikut :

- Mutu beton (f'_c) = 40 MPa
- Mutu Baja (f_y) = 400 MPa
- H = 70 cm
- B = 50 cm
- Diameter Tulangan utama = 22 mm
- Selimut beton = 75 mm

$$d = t - \text{selimut beton} - 0,5\phi_{\text{tul utama}} - \phi_{\text{tul memanjang}} \\ = 700 - 75 - 2 \times 22 = 584 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ = \frac{0,85 \times 40 \times 0,81}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ = 0,041$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\ = 0,75 \times 0,041 \\ = 0,03075$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

- Koefisien Ketahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{282800000}{0,85 \times 500 \times 584^2} = 1,95 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{11,765} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 1,95}{400}} \right] \\ &= 0,005 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{maks}}$, maka digunakan ρ_{perlu}

- Luas tulangan

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,005 \times 500 \times 584 = 1466,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan Ø22 – 150 ($A_s = 1900 \text{ mm}^2$)

- Kontrol Mn dengan Mu ($\phi M_n \geq M_u$)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1900 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 500} = 44,7 \text{ mm}$$

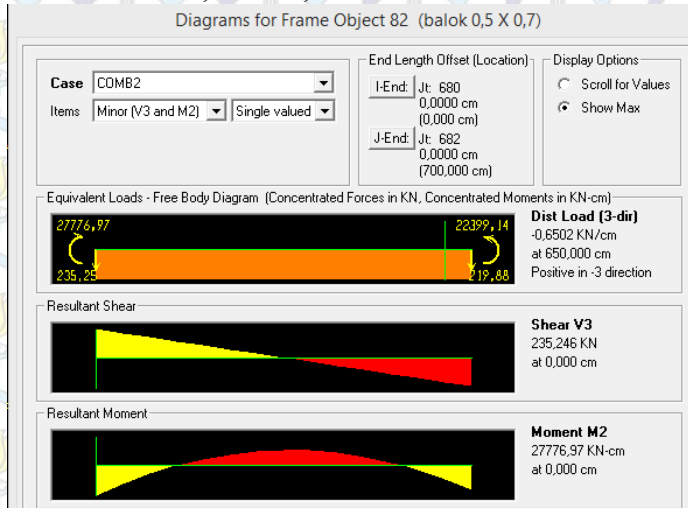
$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 1900 \times 400 \left(584 - \frac{44,7}{2} \right) \end{aligned}$$

$$= 341483200 \text{ N/mm}^2$$

$$\phi M_n = 34,148 \text{ tm} > M_u = 28,32 \text{ tm} \dots \text{Ok.}$$

- Tulangan geser

Nilai V_u yang didapat dari hasil analisa program SAP 2000 adalah sebesar 235,246 KN,



Kekuatan beton:

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
 &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 500 \times 584 \\
 &= 293442,1 \text{ N} = 293,4 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$V_u > \phi \cdot V_c$ (tidak perlu tulangan geser)

Untuk keamanan digunakan tulangan geser praktis sesuai dengan SNI 2847 yaitu :

Direncanakan tulangan geser 12 mm.

Kontrol jarak spasi tulangan:

$$S_{maks} = \frac{d}{4} = \frac{584}{4} = 146 \text{ mm}$$

$$= 8 d_b \text{ tul. Longitudinal} = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

Sehingga tulangan geser Ø12 dengan jarak 150 mm

2. Untuk perencanaan balok 50 x 50 dengan $M_{max} = 8,94$ tm, kontrol sebagai berikut :

- Mutu beton (f'_c) = 40 MPa
- Mutu Baja (f_y) = 400 MPa
- H = 50 cm
- B = 50 cm
- Diameter Tulangan utama = 22 mm
- Selimut beton = 75 mm

$$d = t - \text{selimut beton} - 0,5\phi_{\text{tul utama}} - \phi_{\text{tul memanjang}} \\ = 500 - 75 - 2 \times 22 = 383 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ = \frac{0,85 \times 40 \times 0,81}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ = 0,041$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\ = 0,75 \times 0,041 \\ = 0,03075$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

- Koefisien Ketahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{89400000}{0,85 \times 500 \times 383^2} = 1,43 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] \\ = \frac{1}{11,765} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 1,43}{400}} \right] \\ = 0,0037$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{maks}}$, maka digunakan ρ_{perlu}

- Luas tulangan

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0037 \times 500 \times 383 = 699,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan Ø19 – 200 ($A_s = 1134 \text{ mm}^2$)

- Kontrol Mn dengan Mu ($\phi M_n \geq M_u$)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1134 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 500} = 26,68 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 1134 \times 400 \left(383 - \frac{26,68}{2} \right) \\ &= 134142220,8 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 13,4 \text{ tm} > M_u = 8,94 \text{ tm} \dots \text{Ok.}$$

- **Tulangan geser**

Nilai V_u yang didapat dari hasil analisa program SAP 2000 adalah sebesar 75,5 KN,

Kekuatan beton:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 500 \times 383 \\ &= 121,1 \text{ KN} \end{aligned}$$

$V_u > \phi \cdot V_c$ (tidak perlu tulangan geser)

Untuk keamanan digunakan tulangan geser praktis sesuai dengan SNI 2847 yaitu :

Direncanakan tulangan geser 12 mm.

Kontrol jarak spasi tulangan:

$$S_{maks} = \frac{d}{4} = \frac{584}{4} = 146 \text{ mm}$$

$$= 8 d_b \text{ tul. Longitudinal} = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

Sehingga tulangan geser Ø12 dengan jarak 150 mm

5.4.3. Perencanaan Pelat Lantai *Elvasi* -8.00

Pendefinisian pelat satu arah dan dua arah dapat dilihat dari rasio panjang terpanjang dengan panjang pendek pada suatu pelat (berdasarkan buku wang salmon jilid 2 edisi ke-4 bab 16).

Jika lebih besar dari 2 maka pelat itu bisa dikatakan pelat satu arah dan perhitungan dilakukan sama seperti perhitungan balok. Jika rasionya lebih kecil dari 2 maka pelat itu bisa dikatakan pelat dua arah.

Beban-beban yang bekerja pada plat disesuaikan SNI 1727-2013 pembebanan plat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.2.(1) yaitu :

$$Q_u = 1,4D$$

a. Desain Plat Lantai *Elvasi* -8.00

Data Desain

Data -data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan 1 Lantai adalah sebagai berikut :

Mutu beton (f_c)	= 40 Mpa $\rightarrow \beta_1 = 0,8$
Tebal Pelat (t)	= 700 mm
Selimut Beton	= 75 mm
Modulus Elastisitas (E_c)	= 23500 Mpa
Kuat Tarik (f_y)	= 420 Mpa

Pembebanan Pelat

Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.2.(1), yaitu sebesar :

1. Beban Mati (D)

$$\text{Gaya Uplift} = 43,2 \text{ kN/m}^2$$

2. Kombinasi Pembebanan

$$Q_u = 1,4D$$

$$= 1,4 \times 43,2 = 60,48 \text{ kN/m}^2$$

- Maka, digunakan $Q_u = 60,48 \text{ kN/m}^2$

Penulangan Plat Lantai Elvasi -8.00

Dimensi plat lantai seperti ditunjukkan pada Gambar 5.22



Gambar 5.16 Dimensi Pelat Lantai *Basement*

Dari perhitungan *preliminary* desain didapat nilai α m sebesar $= 20.36 > 2$, sehingga perletakan yang digunakan adalah Jepit Penuh. Perhitungan nilai gaya dalam pada pelat adalah sebagai berikut :

- $L_y / L_x = 7000 / 6000 = 1.167 < 2$ (Pelat 2 arah)

- $M_{tx} = M_{lx} = -0.001 \times Q_u \times L_x^2 \times X_x$
 $= -0.001 \times 53,2 \times 6^2 \times 21$
 $= -57,92 \text{ kNm}$

- $M_{ty} = M_{ly} = -0.001 \times Q_u \times L_x^2 \times X_y$
 $= -0.001 \times 53,2 \times 7^2 \times 52$
 $= -168,31 \text{ kNm}$

- $dx = t_{\text{pelat}} - \text{deking} - \frac{1}{2} \phi$
 $= 700 - 75 - (0,5 \times 22)$
 $= 614 \text{ mm}$

- $dy = t_{\text{pelat}} - \text{deking} - \phi - \frac{1}{2} \phi$
 $= 700 - 75 - 22 - (0,5 \times 19)$
 $= 593,5 \text{ mm}$

- ρ_{\min} untuk pelat = 0,002
 sehingga nilai ρ perlu dapat dihitung sebagai berikut :

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 40}{420} \times \frac{600}{(600 + 420)} = 0,04$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,04 = 0,03$$

Penulangan Arah x (lapangan = tumpuan)

- Direncanakan menggunakan ϕ 22

$$M_u = 57,92 \text{ kNm} = 57920000 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{57920000}{0,9 \times 1000 \times 614^2} = 0,17 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,12} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,17}{420}} \right)$$

$$= 0,0004 < \rho_{\min} \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\min})$$

Sehingga didapatkan :

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 614 = 1228 \text{ mm}^2$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan : D22 mm

Jadi dipasang tulangan D22-250 mm (A_s pakai = 1520,53 mm²)

Penulangan Arah y (lapangan = tumpuan)

- Direncanakan menggunakan ϕ 19

$$Mu = 168,31 \text{ kNm} = 168310000 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 14,12$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{168310000}{0,9 \times 1000 \times 593,5^2} = 0,53 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,12} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,53}{420}} \right)$$

$$= 0,0001 < \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{min}})$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{\text{Sperlu}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 593 = 1186 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan : D-19 mm

Jadi dipasang tulangan D19-200 mm (A_s pakai = 1417,64 mm²)

b. Kontrol Uplift

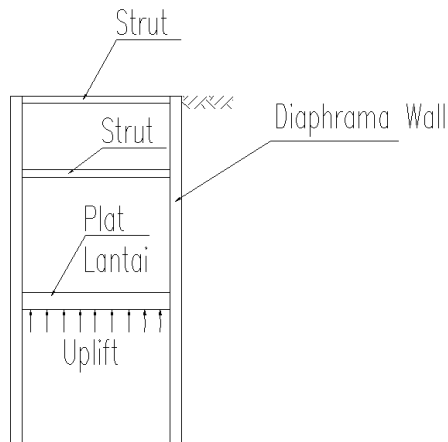
Adanya beban *uplift* dan air tanah dapat membahayakan *scale pit* akibat beban angkat keatas. Keadaan ini sangat berbahaya karena dapat mempengaruhi kestabilan struktur *scale pit* terutama pada saat pembangunan pelat paling dasar pada kedalaman -6m sudah selesai. Untuk itu perlu dilakukan analisa kesetimbangan beban antara uplift dengan beban gedung dengan rumus :

$$F_{\text{uplift}} - W_{\text{atraktur}} < \frac{Qu}{SF}, \text{ dengan SF}=1.5$$

Untuk perhitungan kontrol terhadap *uplift* muka air tanah yang diambil adalah muka air paling kritis yaitu elevasi 0 m sebagai berikut :

$$\begin{aligned} F_u &= \gamma_w \cdot h_w \cdot A_{\text{pelat}} \\ &= 1 \times 5 \times 42 \\ &= 210 \text{ ton} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan kontrol terhadap *uplift* muka air tanah yang diambil adalah



Gambar 5.17 *Uplift* pada pelat basement

Berat Pelat lantai basement :

$$\begin{aligned} W_1 &= \gamma_{\text{beton}} \times t \times A \\ &= 2,4 \times 0,7 \times 42 = 70,56 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Berat Akibat isi scale pit

$$W_2 = 252 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} SF &= (W_1 + W_2) / F_u \\ &= (70,56 + 252) / 210 \\ &= 1,53 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Jadi untuk ketebalan lantai *basement* 0,7 m dapat menahan gaya *uplift*.

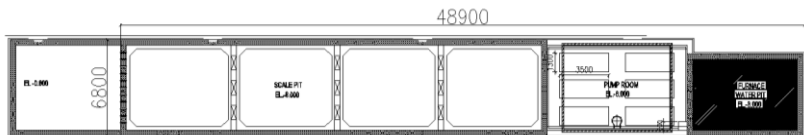


BAB VI

ANALISA VOLUME PEKERJAAN DAN METODE PELAKSANAAN

Dalam bab ini akan membahas mengenai membandingkan volume alternatif 1 dan alternatif 2 dan urutan pelaksanaan pembangunan scale pit

6.1 Perbandingan Jumlah Volume Pekerjaan



Gambar 6.1 Denah Scale Pit

Dimensi Scale Pit

Lebar = 6,8 meter = 7 panel diaphragm wall

Panjang = 48,9 meter = 49 panel diaphragm wall

6.1.1 Alternatif 1 (Diaphragm Wall tanpa PVD)

Kedalaman diaphragm wall = 21 meter

Volume beton 1 panel = $0,6 \times 1 \times 21 = 12,6 \text{ m}^3$

Volume pembedaan 1 panel :

$$\begin{aligned} \text{tulangan } \varnothing 22 - 150 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times \varnothing^2 \times 1 \times 21 / 0,15 \times 7,849 \\ &= 41,75 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{tulangan } \varnothing 12 - 150 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times \varnothing^2 \times 21 \times 1 / 0,15 \times 7,849 \\ &= 12,42 \text{ ton} \end{aligned}$$

Total pembedaan 1 panel = 54,17 ton

Jadi untuk pembangunan scale pit memerlukan :

Volume beton = $12,3 \times (7+49) \times 2 = 1411,2 \text{ m}^3$

Volume pembedaan = $54,17 \times (7+49) \times 2 = 6067,04 \text{ ton}$

6.1.2 Alternatif 2 (Kombinasi Diaphragm Wall dan PVD)

Kedalaman diaphragm wall = 21 meter

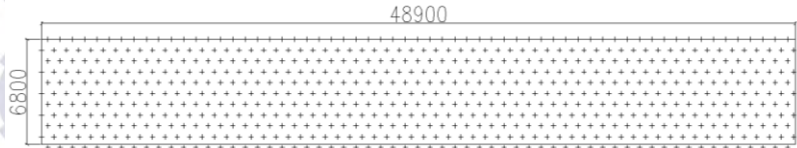
Volume beton 1 panel = $0,5 \times 1 \times 21 = 10,5 \text{ m}^3$

Volume pembedaan 1 panel :

$$\begin{aligned} \text{tulangan } \emptyset 22 - 200 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times \emptyset^2 \times 1 \times 21 / 0,2 \times 7,849 \\ &= 31,3 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{tulangan } \emptyset 12 - 150 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times \emptyset^2 \times 21 \times 1 / 0,15 \times 7,849 \\ &= 12,42 \text{ ton} \end{aligned}$$

Total pembesian 1 panel = 43,75 ton



Gambar 6.2 Denah Titik PVD

Jumlah titik PVD = 833 titik

Hdr PVD = 13 meter

Jadi untuk pembangunan scale pit memerlukan :

Volume beton = $10,5 \times (7+49) \times 2 = 1176 \text{ m}^3$

Volume pembesian = $43,72 \times (7+49) \times 2 = 4896,64 \text{ ton}$

Panjang PVD = $833 \times 13 = 10829 \text{ meter}$

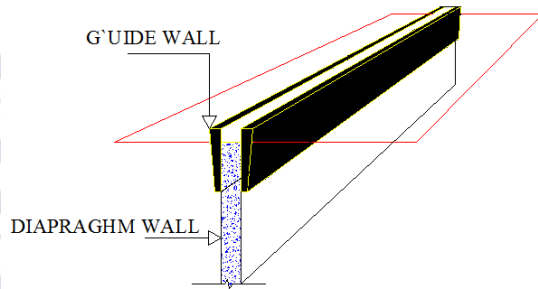
6.2 Urutan Pelaksanaan Diaphragm Wall

Pengerjaan dinding diafragma terdiri dari 4 bagian yang mendasar, yaitu:

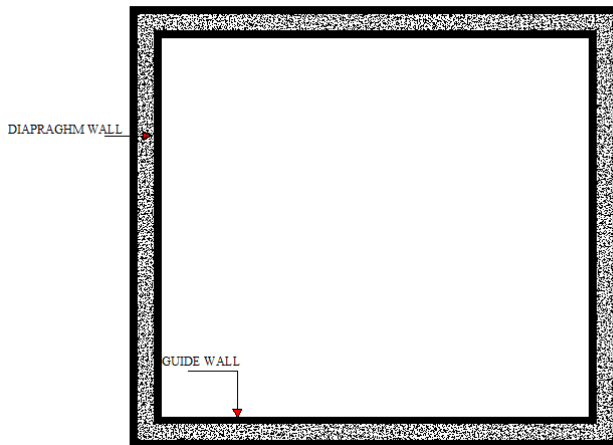
1. Pekerjaan persiapan
2. Pekerjaan penggalian, pemasangan besi tulangan, dan Pengecoran

6.2.1 Pekerjaan Persiapan

Pada Pekerjaan persiapan ini merupakan pemasangan *guide wall*, *guide wall* ini berfungsi untuk menghindari adanya penyimpangan pada saat pengeboran. Gambar *guide wall* akan ditunjukkan pada gambar 6.1 dan 6.2



Gambar 6.3 *Guide Wall*



Gambar 6.4 *Denah Guide Wall*

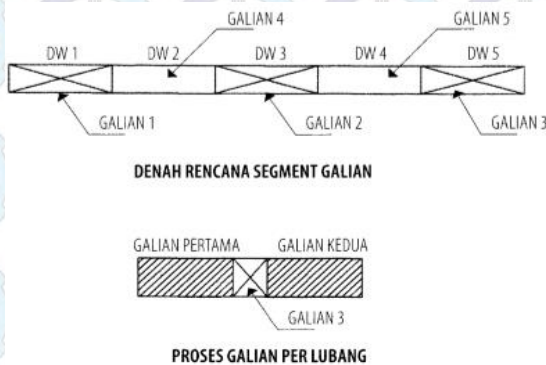
6.2.2 Pekerjaan Penggalian, Pemasangan Besi Tulangan dan Pengecoran

Pada saat penggalian tanah untuk dinding *diaphragm wall* tidak boleh sebelah menyebeloh atau saling berdekatan, melainkan harus selang – seling, hal ini dilakukan untuk menghindari keruntuhan tanah akibat galian. Pada proyek ini penggalian untuk *diaphragm wall* 10 meter. Penggalian dengan menggunakan alat *clamshell*. Gambar alat *clamshell* seperti pada gambar 6.3.



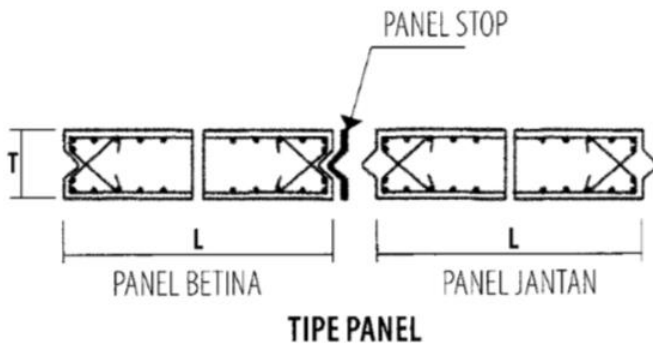
Gambar 6.5 *Clamshell*

Untuk menghindari rusaknya dinding galian yang lain, dilakukan metoda galian, bersamaan dengan itu pula lumpur betonite dimasukan untuk menjaga kestabilan tanah galian. Konsep perencanaan penggalian seperti pada gambar 6.4



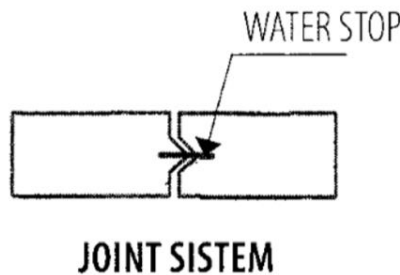
Gambar 6.6 *Konsep perencanaan penggalian*

Pada tiap ujung dinding *diaphragm wall* ada dua tipe, yaitu tipe *male* dan *female*. Paduan keduanya akan membuat antar panel saling mengikat. Pada saat akan melakukan pemasangan kerangka besi, panel stop juga ikut diturunkan pada dua ujung panel dinding *diaphragm wall*. *Panel stop* ini berfungsi untuk membentuk kedua ujung *diaphragm wall*. *Panel stop* seperti pada gambar 6.5 berikut ini.



Gambar 6.7 *Panel Stop*

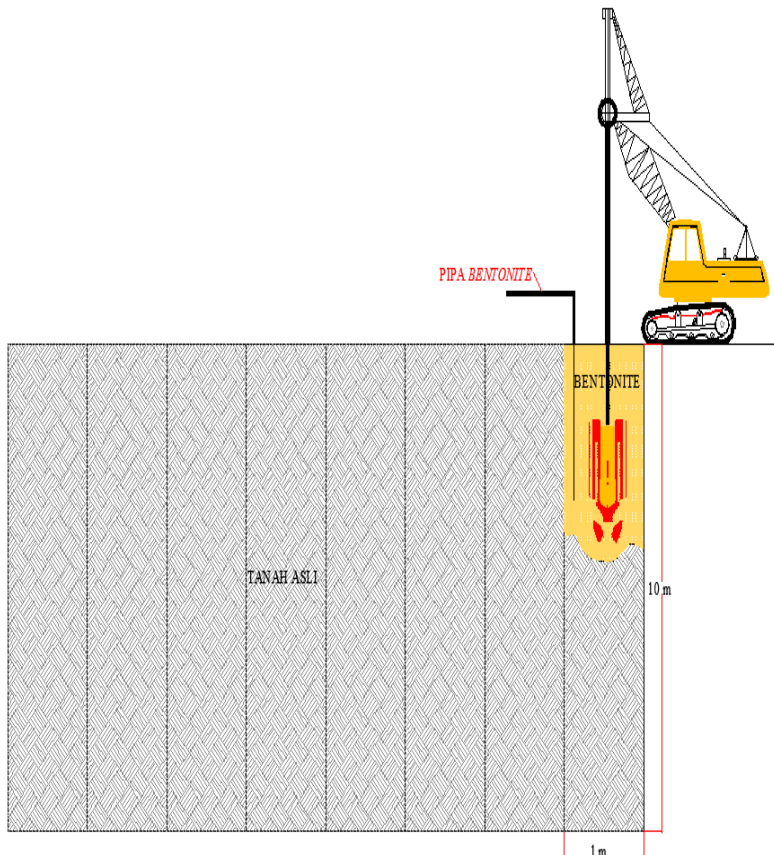
Selain diberi *panel stop*, dipasangkan juga *water stop* yang berguna untuk membuat dinding kedap air. *Water stop* seperti pada gambar 6.6 berikut ini.



Gambar 6.8 *Water Stop*

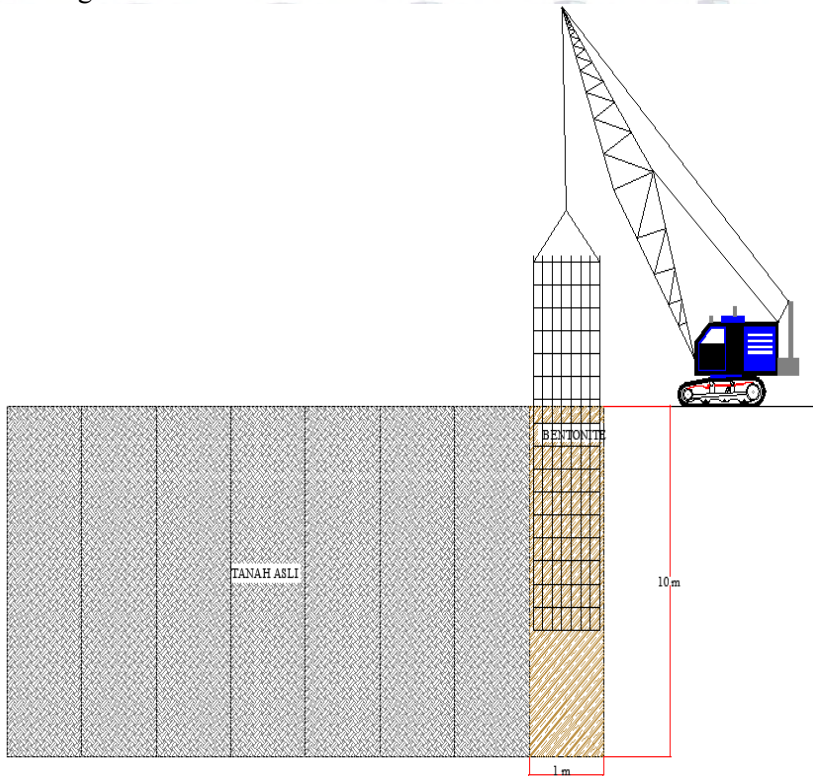
Berikut ini ilustrasi urutan pekerjaan penggalian, pemasangan tulangan dinding.

- a. Penggalan lubang panel dinding menggunakan alat *clamshell*, digunakan lumpur *bentonite* sebagai stabilisator agar tidak terjadi keruntuhan pada dinding galian. Adapun proses penggalan tanah untuk dinding seperti pada gambar 6.7 berikut ini.



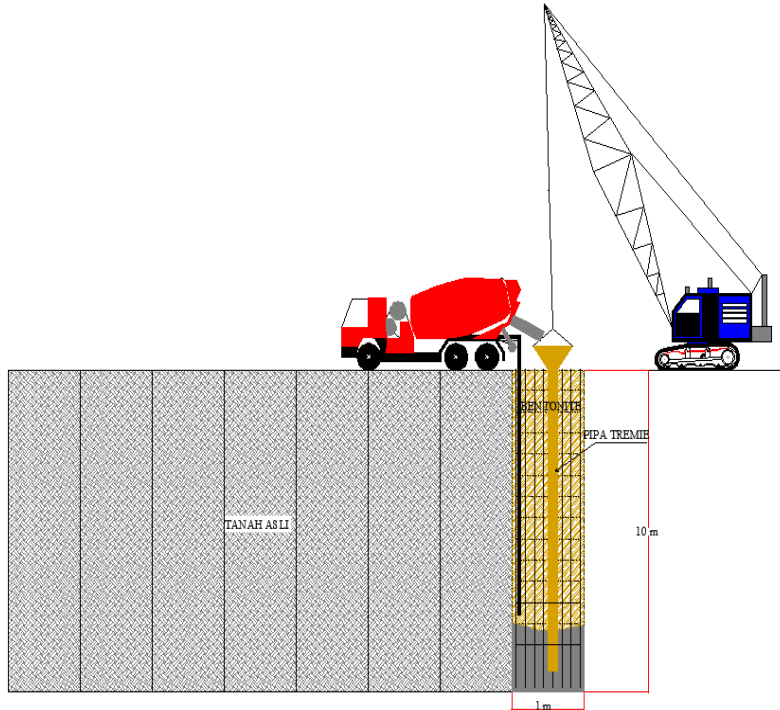
Gambar 6.9 Penggalan Tanah untuk diaphragm wall

- b. Setelah penggalian Selesai, dilanjutkan dengan pemasangan tulangan dinding diafragma menggunakan alat *mobile crane*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 6.8 berikut ini.



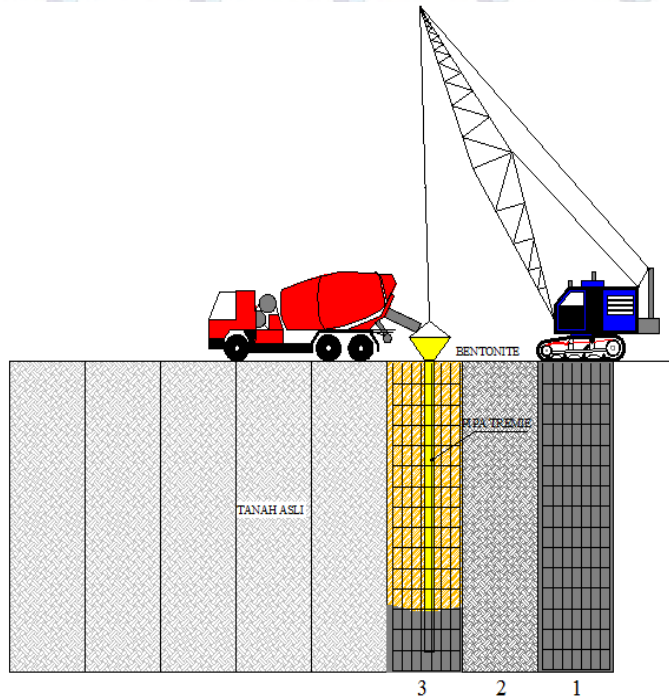
Gambar 6.10 Pemasangan Tulangan *Diaphragm Wall*

- c. Proses pengecoran *diaphragm wall* dimulai dari memasukan pipa tremi, hal ini dilakukan untuk menjaga tinggi jatuh beton segar kurang dari 1,5 m. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 6.9 berikut ini.



Gambar 6.11 Pengecoran Diaphragm Wall

- d. Setelah pekerjaan panel satu (1) selesai dilanjutkan pekerjaan panel tiga (3), hal ini dilakukan karena adanya joint system yang berbeda antara panel ganjil dengan panel genap. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 6.10 berikut ini:



Gambar 6.12 Pekerjaan Diaphragm Wall pada panel 3

6.2.1 Urutan Pelaksanaan *Top-Down Construction*

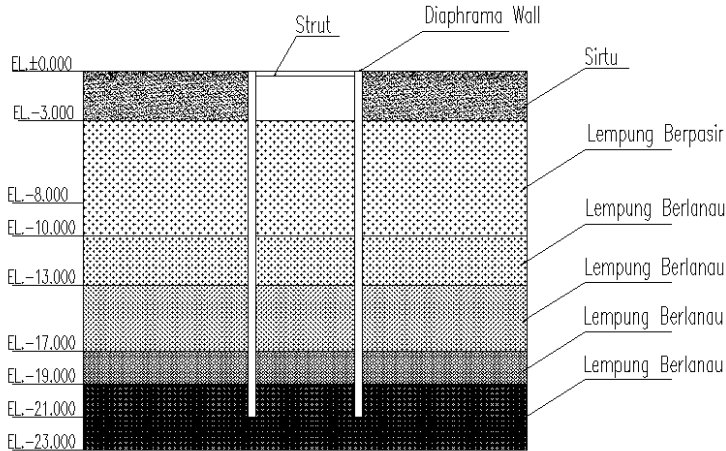
Pekerjaan galian menggunakan metode *top-down* pada prinsipnya merupakan cara membangun terbalik, yaitu dari atas ke bawah.

Hal ini dilakukan dengan cara memasang terlebih dahulu dinding penahan berupa *diaphragma wall*. Dinding tersebut berfungsi sebagai *cut-off dewatering*.

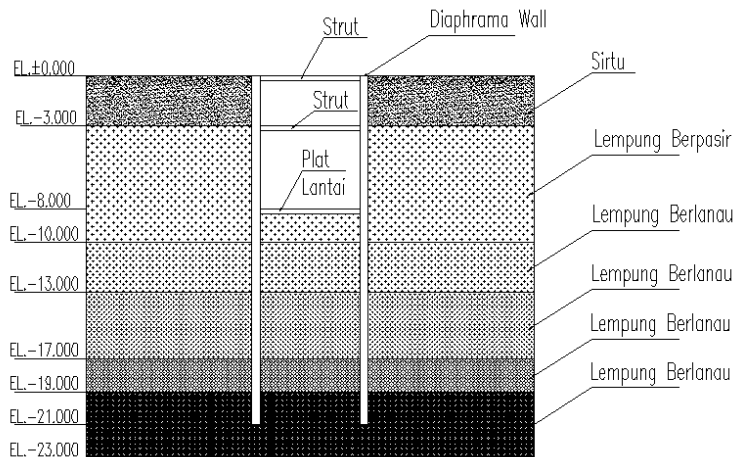
Penggalian tanah dilakukan selapis demi selapis ke arah bawah. Strut baja dipasang sebagai pengaku bagi *diaphragm wall*.

Berikut ini diuraikan tahapan pelaksanaannya :

1. Pekerjaan *Diaphragm Wall*



Gambar 6.13 Tahap Pertama Konstruksi *Diaphragm wall*



Gambar 6.14 Tahap Kedua Konstruksi *Diaphragm wall*

BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN

7.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisis data dengan mengacu pada tinjauan pustaka, maka dapat ditarik kesimpulan bahwa:

7.1.1 Perencanaan *Scale Pit*

a. Alternatif 1 (Diaphragm Wall tanpa PVD)

Menggunakan *Diaphragm Wall* dengan kedalaman total dinding sedalam 21 m dengan tebal 60 cm. *Diaphragm wall* ini menggunakan

- Tulangan Utama D22 – 150
- Tulangan Bagi D19 – 150
- Tulangan geser Ø10 dengan jarak 150

b. Alternatif 2 (Kombinasi Diaphragm Wall dan PVD)

Menggunakan *Diaphragm Wall* dengan kedalaman total dinding sedalam 21 m dengan tebal 50 cm. *Diaphragm wall* ini menggunakan

- Tulangan Utama D22 – 200
- Tulangan Bagi D19 – 150
- Tulangan geser Ø10 dengan jarak 150

dipilih pola pemasangan PVD segitiga dengan jarak 0,8 meter dengan waktu yang diperlukan untuk konsolidasi adalah 11 minggu

c. Perencanaan Pelat Lantai Dasar

Dalam merencanakan tebal pelat lantai *basement* ini harus mempertimbangkan gaya uplift dan tekanan air yang diterima oleh pelat lantai ini. Berikut ini data perencanaan pelat elevasi dasar:

- Tebal pelat 70 cm, dengan menggunakan tulangan arah x D22-250 mm dan tulangan y D19-200 mm

c. Perencanaan Balok Penyangga *diaphragm wall*

1. Balok ukuran 70 x 50 cm

- Tulangan Utama D22 – 200

- Tulangan geser Ø12 dengan jarak 150
- 2. Balok ukuran 50 x 50 cm
 - Tulangan Utama D19 – 200
 - Tulangan geser Ø12 dengan jarak 150

7.1.2 Perbandingan Jumlah Volume Pekerjaan

a. Alternatif 1 (Diaphragm Wall tanpa PVD)

Untuk pembangunan scale pit memerlukan :

Volume beton = $12,3 \times (7+49) \times 2 = 1411,2 \text{ m}^3$

Volume pembesian = $54,17 \times (7+49) \times 2 = 6067,04 \text{ ton}$

b. Alternatif 2 (Kombinasi Diaphragm Wall dan PVD)

Untuk pembangunan scale pit memerlukan :

Volume beton = $10,5 \times (7+49) \times 2 = 1176 \text{ m}^3$

Volume pembesian = $43,72 \times (7+49) \times 2 = 4896,64 \text{ ton}$

Panjang PVD = $833 \times 13 = 10829 \text{ meter}$

7.1.2 Tahapan Pelaksanaan Metode Konstruksi

Tahap pelaksanaan dibagi menjadi 2 bagian utama, yaitu :

1. Urutan pelaksanaan *diaphragm wall*
2. Tahapan pelaksanaan *top-down*

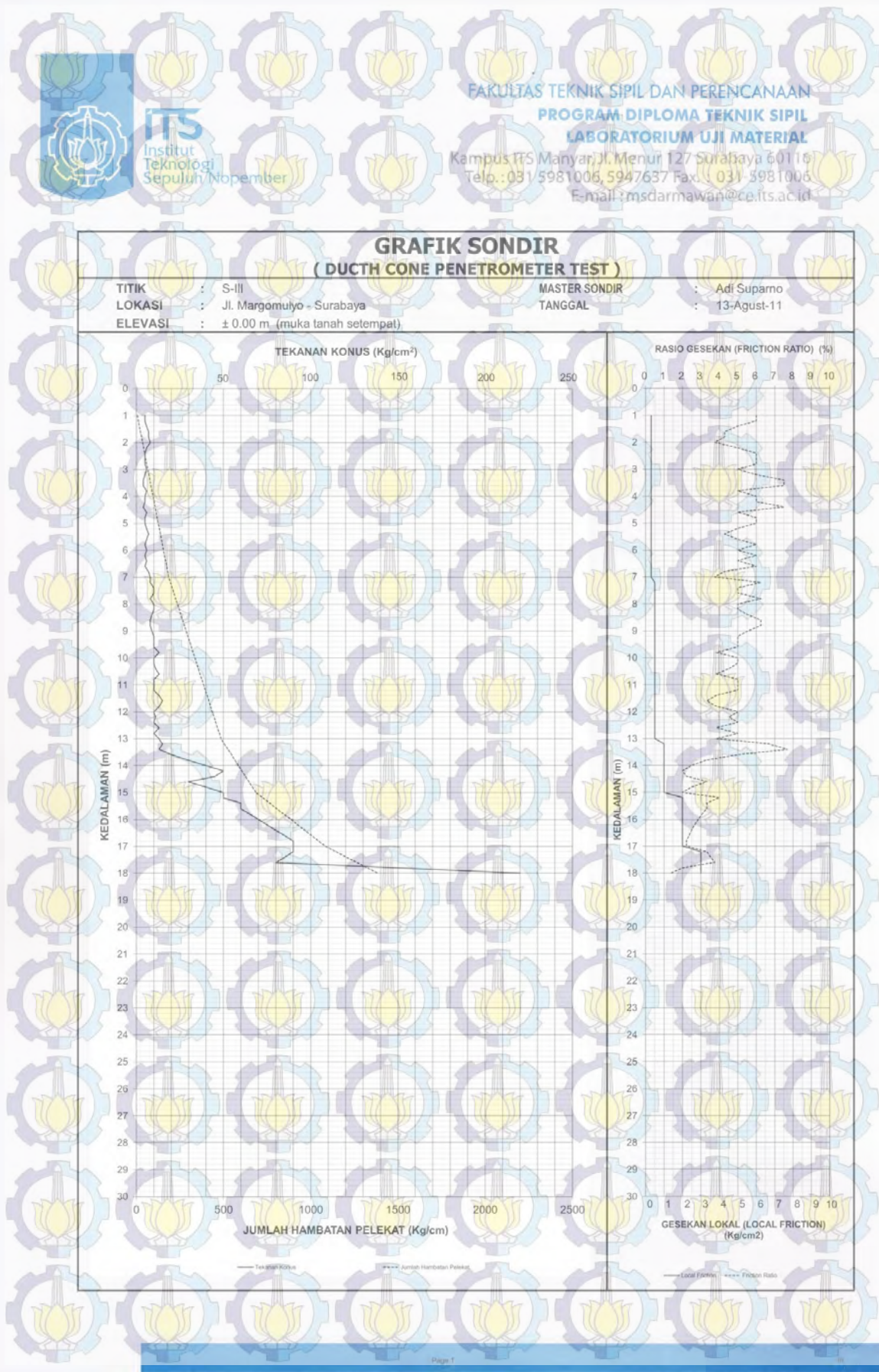
7.2 Saran

Perlu dilakukan pengujian tanah di lab untuk seluruh parameter yang dibutuhkan. Sehingga diharapkan perencanaan dapat dilaksanakan mendekati kondisi sesungguhnya di lapangan dan hasil yang diperoleh sesuai dengan tujuan perencanaan yaitu kuat, ekonomis, dan tepat waktu dalam pelaksanaannya serta akan mendapatkan hasil yang sesuai dengan yang diinginkan.

DAFTAR PUSTAKA

- Aditya, Cahyadi. 2015. Modifikasi Ulang Hotel Fave Surabaya Menggunakan Metode Beton Pracetak pada Elemen Stuktur Balok dan Pelat Lantai.
- Adinegara, Ramdhani. 2007. *Perencanaan Ulang Basement Hitech Centre Surabaya Dengan Dinding Penahan Tanah Model Diaphragm Wall Dan Pondasi Utama Bell-Shaped Bore Pile*. Tugas Akhir. ITS Surabaya
- Bowles, J.E. 1983. *Analisa dan Desain Pondasi Jilid II*. Jakarta: Erlangga.
- Cernica, Jhon N. 1983. *Geotechnical Enginerring Foundation Design*. Jakarta: Erlangga,
- Craig, R.F. (translated by Budi Susilo). 1987. *Mekanika Tanah Edisi Keempat*. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid I*. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid II*. Jakarta: Erlangga.
- SNI 1726-2012. *Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung*
- SNI 2847-2013. *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*
- Untung, Djoko. 2012. *Bahan Ajar Rekayasa Pondasi dan Timbunan*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS
- Wahyudi, Herman. 1999. *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS
- Yu-Ou, Chang. 2006. *Deep Excavation theory and practice*. London : Taylor & Francis Group.







ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember


FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM DIPLOMA TEKNIK SIPIL
LABORATORIUM UJI MATERIAL

Kampus ITS Maraya, Jl. Menur 127 Surabaya 60116
Telp.: 031 5981006, 5947637 Fax.: 031 5981006
E-mail: msdarmawan@ce.its.ac.id

Nama Lokasi : Jl. Margomulyo - Surabaya
Titik : S-III
Master Sondir : Adi Suparno
Tanggal : 13 Agustus 2011
Elevasi : ± 0.00 m (muka tanah setempat)

Luas Konus = 10 cm²
Luas Piston = 10 cm²
Luas Mantel (Selimut) = 100 cm²
Interval Data Sondir = 20 cm

KEDA-	Bacaan	Nilai	Bacaan	Nilai	Lekatan				FRICITION
LAMAN	I	Konus	II	Konus	Local	HP	JHP		RATIO
(m)	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm	Kg/cm		(%)
0									
0.2									
0.4									
0.6									
0.8									
1	5	50	8	5	0.30	6	6		6.0
1.2	5	50	8	5	0.30	6	12		6.0
1.4	6	60	9	6	0.30	6	18		5.0
1.6	7	70	10	7	0.30	6	24		4.3
1.8	7	70	10	7	0.30	6	30		4.3
2	8	80	11	8	0.30	6	36		3.8
2.2	6	60	9	6	0.30	6	42		5.0
2.4	5	50	8	5	0.30	6	48		6.0
2.6	5	50	8	5	0.30	6	54		6.0
2.8	5	50	8	5	0.30	6	60		6.0
3	6	60	9	6	0.30	6	66		5.0
3.2	5	50	8	5	0.30	6	72		6.0
3.4	4	40	7	4	0.30	6	78		7.5
3.6	4	40	7	4	0.30	6	84		7.5
3.8	6	60	9	6	0.30	6	90		5.0
4	5	50	8	5	0.30	6	96		6.0
4.2	5	50	8	5	0.30	6	102		6.0
4.4	4	40	7	4	0.30	6	108		7.5
4.6	6	60	9	6	0.30	6	114		5.0
4.8	5	50	8	5	0.30	6	120		6.0
5	5	50	8	5	0.30	6	126		6.0
5.2	6	60	9	6	0.30	6	132		5.0
5.4	7	70	10	7	0.30	6	138		4.3
5.6	6	60	9	6	0.30	6	144		5.0
5.8	5	50	8	5	0.30	6	150		6.0
6	6	60	9	6	0.30	6	156		5.0
6.2	5	50	8	5	0.30	6	162		6.0
6.4	6	60	9	6	0.30	6	168		5.0
6.6	5	50	8	5	0.30	6	174		6.0
6.8	7	70	10	7	0.30	6	180		4.3
7	8	80	11	8	0.30	6	186		3.8
7.2	8	80	13	8	0.50	10	196		6.3
7.4	10	100	15	10	0.50	10	206		5.0
7.6	10	100	15	10	0.50	10	216		5.0
7.8	8	80	13	8	0.50	10	226		6.3
8	10	100	15	10	0.50	10	236		5.0
8.2	10	100	15	10	0.50	10	246		5.0
8.4	9	90	14	9	0.50	10	256		5.6
8.6	8	80	13	8	0.50	10	266		6.3
8.8	8	80	13	8	0.50	10	276		6.3
9	9	90	14	9	0.50	10	286		5.6
9.2	10	100	15	10	0.50	10	296		5.0
9.4	10	100	15	10	0.50	10	306		5.0
9.6	10	100	15	10	0.50	10	316		5.0
9.8	13	130	18	13	0.50	10	326		3.8
10	10	100	15	10	0.50	10	336		5.0
10.2	10	100	15	10	0.50	10	346		5.0
10.4	11	110	16	11	0.50	10	356		4.5
10.6	13	130	18	13	0.50	10	366		3.8

 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember									
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM DIPLOMA TEKNIK SIPIL LABORATORIUM UJI MATERIAL Kampus ITS Maraya, Jl. Menur 127 Surabaya 60116 Telp.: 031 5981006, 5947637 Fax: 031 5981008 E-mail: msdarmawan@ce.its.ac.id									
11	10	100	15	10	0,50	10	410	5,0	
11,2	10	100	15	10	0,50	10	420	5,0	
11,4	13	130	18	13	0,50	10	430	3,8	
11,6	15	150	20	15	0,50	10	440	3,3	
11,8	13	130	18	13	0,50	10	450	3,8	
12	10	100	15	10	0,50	10	460	5,0	
12,2	10	100	15	10	0,50	10	470	5,0	
12,4	15	150	20	15	0,50	10	480	3,3	
12,6	15	150	20	15	0,50	10	490	3,3	
12,8	10	100	15	10	0,50	10	500	5,0	
13	15	150	20	15	0,50	10	510	3,3	
13,2	25	250	25	25	0,00	0	510	0,0	
13,4	30	300	40	30	1,00	20	530	3,3	
13,6	50	500	60	50	1,00	20	550	2,0	
13,8	50	500	60	50	1,00	20	570	2,0	
14	50	500	60	50	1,00	20	590	2,0	
14,2	50	500	70	50	2,00	40	630	4,0	
14,4	55	550	75	55	2,00	40	670	3,6	
14,6	60	600	80	60	2,00	40	710	3,3	
14,8	50	500	70	50	2,00	40	750	4,0	
15	55	550	75	55	2,00	40	790	3,6	
15,2	50	500	70	50	2,00	40	830	4,0	
15,4	55	550	75	55	2,00	40	870	3,6	
15,6	50	500	70	50	2,00	40	910	4,0	
15,8	45	450	65	45	2,00	40	950	4,4	
16	40	400	60	40	2,00	40	990	5,0	
16,2	45	450	65	45	2,00	40	1.030	4,4	
16,4	50	500	70	50	2,00	40	1.070	4,0	
16,6	40	400	60	40	2,00	40	1.110	5,0	
16,8	45	450	65	45	2,00	40	1.150	4,4	
17	40	400	60	40	2,00	40	1.190	5,0	
17,2	45	450	65	45	2,00	40	1.230	4,4	
17,4	50	500	70	50	2,00	40	1.270	4,0	
17,6	60	600	80	60	2,00	40	1.310	3,3	
17,8	70	700	90	70	2,00	40	1.350	2,9	
18	50	500	70	50	2,00	40	1.390	4,0	
18,2	45	450	65	45	2,00	40	1.430	4,4	
18,4	50	500	70	50	2,00	40	1.470	4,0	
18,6	70	700	90	70	2,00	40	1.510	2,9	
18,8	75	750	95	75	2,00	40	1.550	2,7	
19	80	800	100	80	2,00	40	1.590	2,5	
19,2	100	1000	120	100	2,00	40	1.630	2,0	
19,4	80	800	100	80	2,00	40	1.670	2,5	
19,6	110	1100	130	110	2,00	40	1.710	1,8	
19,8	110	1100	130	110	2,00	40	1.750	1,8	
20	160	1600	180	160	2,00	40	1.790	1,3	
20,2	140	1400	160	140	2,00	40	1.830	1,4	
20,4	120	1200	140	120	2,00	40	1.870	1,7	
20,6	110	1100	130	110	2,00	40	1.910	1,8	
20,8	100	1000	120	100	2,00	40	1.950	2,0	
21	110	1100	130	110	2,00	40	1.990	1,8	
21,2	120	1200	140	120	2,00	40	2.030	1,7	
21,4	110	1100	130	110	2,00	40	2.070	1,8	
21,6	110	1100	130	110	2,00	40	2.110	1,8	
21,8	120	1200	140	120	2,00	40	2.150	1,7	
22	120	1200	140	120	2,00	40	2.190	1,7	
22,2	110	1100	140	110	3,00	60	2.250	2,7	
22,4	120	1200	150	120	3,00	60	2.310	2,5	
22,6	110	1100	140	110	3,00	60	2.370	2,7	
22,8	120	1200	150	120	3,00	60	2.430	2,5	
23	120	1200	150	120	3,00	60	2.490	2,5	



DRILLING LOG

Project No.	BM - III	Project	Pekerjaan Civil Rounghing	Type of Drilling	Rotary	Remarks
Bore Hole No.	-I - M	Lokasi	JL Margomulyo - Surabaya	Date	14-17 Agustus 2011	UD = Undisturb Sample
Water Table	-1 - M	Elevation	± 0,0 (muka tanah setempat)	Driller	Fadholin	SPT = SPT Test

Scale in m	Elevation	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	Standard Penetration Test				N - Value	
									UD / SPT TEST	Sample Code	Blows per inch 15 cm	Blows/30 cm		
									Depth in m	N-Value	15 cm	15 cm	15 cm	
0	0.00				Pasir Berkerkil Berbatu (Urugan Siku + Pedel)	Hitam Kekuningan								
1									2.5	SPT-1	-	-	-	
2									3.0					
3	-3.00	3.00							5.5					
4					Lempung Berlanau Berpasir halus	Abu-abu	Very Soft		6.0	SPT-2	1	0	0	1
5									6.5					
6									8.5	SPT-3	2	0	1	1
7									9.0					
8									11.5					
9	-10.00	7.00							12.0	SPT-4	6	1	2	4
10									14.5					
11					Lempung Berlanau	Abu-abu	Soft		15.0	SPT-5	23	6	9	14
12									17.5					
13	-13.00	3.00							18.0	SPT-6	29	7	13	16
14									20.5					
15					Lempung Berlanau	Abu-abu kekuningan	Stiff		21.0	SPT-7	34	9	14	20
16									23.5					
17	-14.00	4.00							24.0	SPT-8	33	10	13	20
18					Lempung Berlanau Berpasir (sedikit kerang)	kuning	Hard		26.5					
19	-18.00	1.00			Lempung Berlanau Berpasir (sedikit kerang)	Abu-abu	Hard		27.0	SPT-9	31	10	12	19
20									29.5					
21					Lempung Berlanau	Abu-abu	Hard		30.0	SPT-10	59	16	22	37
22														
23	-23.00	4.00												
24														
25					Lempung Berlanau	Abu-abu	Hard							
26														
27	-27.00	4.00												
28					Lempung Berpasir Berlanau sedikit kerang	Abu-abu	Hard							
29	-29.00	2.00												
30	-30.00	1.00			Pasir Berkerkil Berlanau Berlempung (Padas)	Abu-abu	Very Dense							
Legenda :														
Lempung =					Pasir =					Batu =				
Lanau =					Kerikil =					Muka air Tanah =				

Legenda :

 Lempung =
 Lanau =

 Pasir =
 Kerikil =

 Batu =
 Muka air Tanah

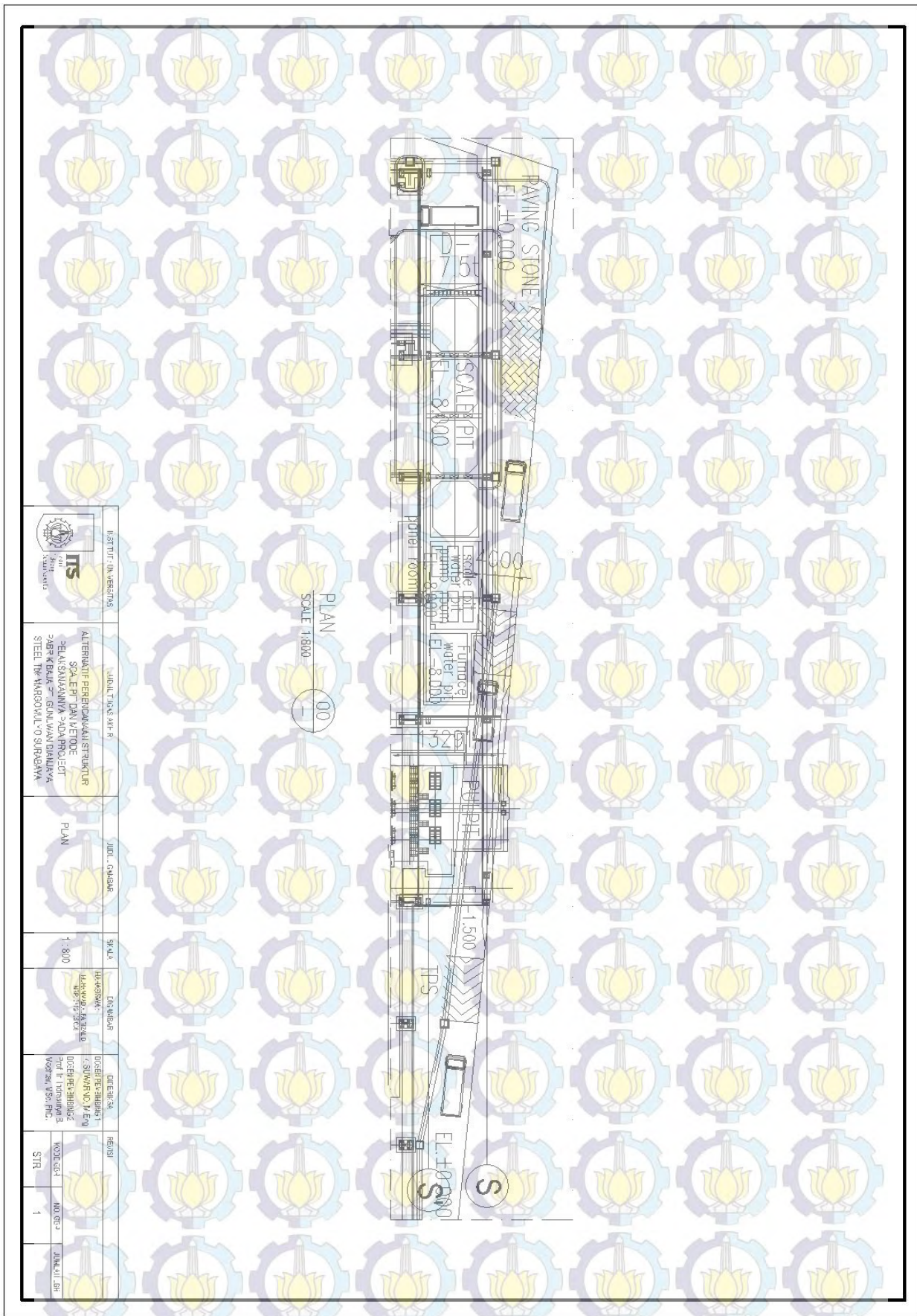
Table SUMMARY OF LABORATORY TEST RESULTS


Project : Civil Rounghing Mill Project Stage 1
 Standard : ASTM
 Lokasi : Margomulyo - Jawa Timur

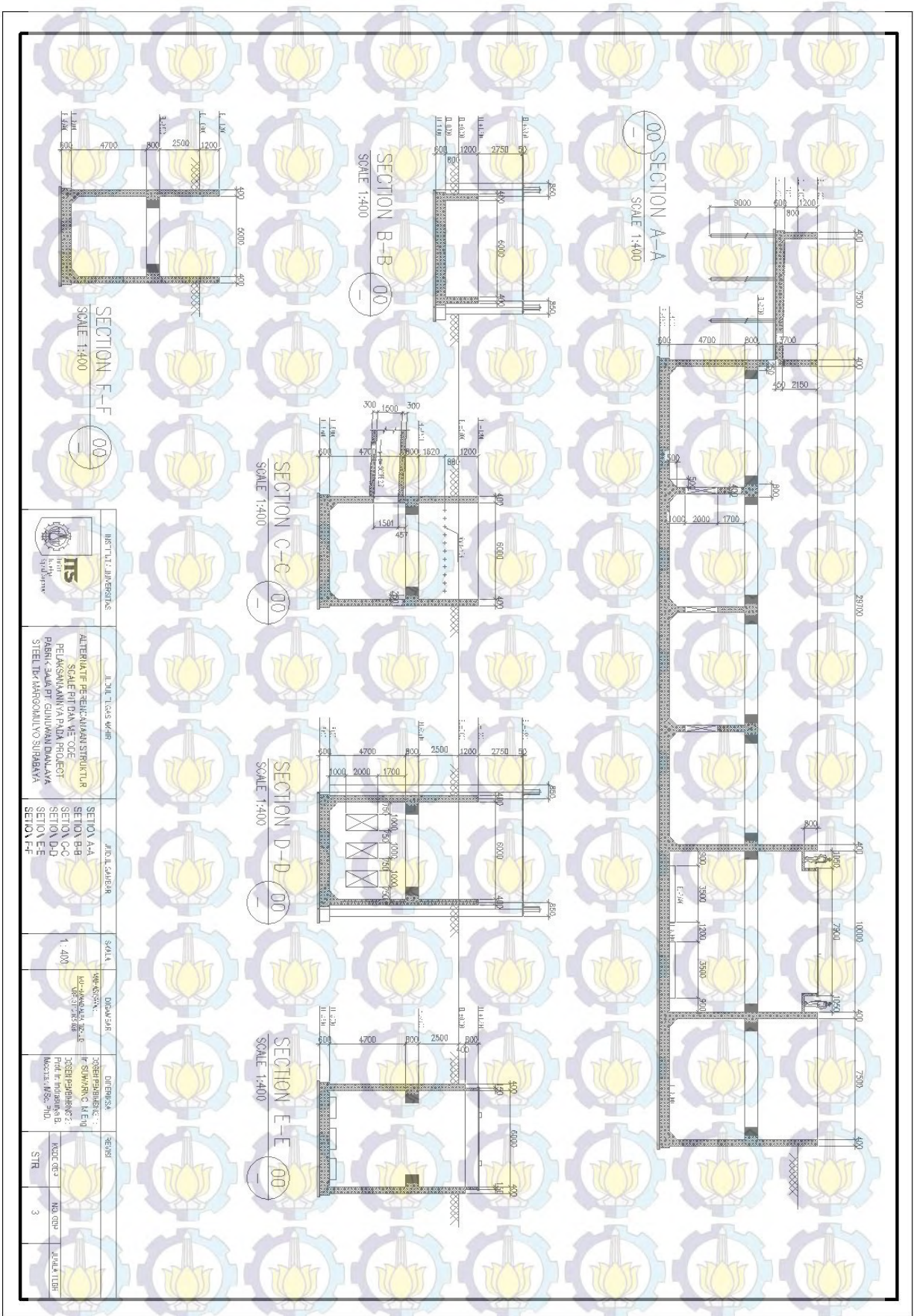
Titik			BIII	BIII	BIII	BIII	BIII	BIII	BIII	BIII	BIII
Sample Depth (m)			-3,00	-6,00	-9,00	-12,00	-15,00	-18,00	-21,00	-24,00	-27,00
Physical Properties	Unit weight	γ_t (%)	1,85	1,584	1,609	1,614	1,656	1,687	1,692	1,689	1,690
	Dry unit weight	γ_d (%)	NS	1,055	1,084	1,108	1,196	1,250	1,272	1,250	1,251
	Water content	W_c (%)	NS	50,16	48,41	45,62	38,50	35,01	33,01	35,07	35,07
	Degree of Saturation	S_r (%)	NS	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
	Porosity	n (%)	NS	58,7	57,8	57,5	55,1	53,7	53,1	53,7	53,8
	Void Ratio	e	NS	1,420	1,372	1,350	1,225	1,158	1,132	1,162	1,167
	Specific Gravity	G_s	NS	2,553	2,572	2,605	2,660	2,697	2,712	2,703	2,711
	γ'		0,681	0,700	0,733	0,820					
	γ_{sat}	NS	1,681	1,700	1,733	1,820	1,873	1,903	1,874	1,877	
Triaxial Test	Friction Angle	(degree)	NS	3,20	3,30	3,80	4,80	7,40	8,00	7,50	6,90
	Cohesion Intercept	C_u (kg/cm2)	NS	0,175	0,181	0,247	0,849	1,115	1,151	1,108	1,082
	Drainage condition		*	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU
Atterberg Limit	Liquid limit	LL (%)	*	71,16	76,94	86,30	101,93	72,58	87,33	102,73	71,38
	Plastic limit	PL (%)	*	29,97	34,94	35,73	37,03	29,55	34,72	34,35	37,94
	Plasticity Index	PI (%)	*	41,19	42,00	50,57	64,90	43,03	52,61	68,38	33,44
	Compression Index	C_c	*	0,671	0,697	0,687	0,827	0,563	0,696	0,835	0,552
	Swell Index	C_s	*	0,083	0,078	0,086	0,103	0,070	0,087	0,104	0,069
	Koefisien Konsolidasi	C_v (cm2/dt)	*	0,0003	0,0003	0,0005	0,0005	*	*	*	*

Remarks :
 * : Not tested NP = Non Plastis NS = Non Sample/SPT>50

T (minggu)	Segi Tiga				Segi Empat			
	0.8 m	1 m	1.2 m	1.5 m	0.8 m	1 m	1.2 m	1.5 m
1	21,376	13,422	9,318	6,175	18,321	11,559	8,097	5,454
2	37,588	24,322	16,977	11,124	32,644	21,031	14,727	9,752
3	50,380	33,745	23,870	15,678	44,368	29,377	20,754	13,719
4	60,518	41,948	30,133	19,935	54,014	36,790	26,295	17,445
5	68,568	49,109	35,848	23,936	61,967	43,395	31,413	20,968
6	74,967	55,370	41,074	27,712	68,534	49,292	36,152	24,313
7	80,058	60,850	45,859	31,280	73,959	54,561	40,547	27,497
8	84,111	65,649	50,244	34,658	78,444	59,274	44,628	30,531
9	87,337	69,855	54,266	37,859	82,154	63,491	48,418	33,426
10	89,907	73,542	57,957	40,893	85,223	67,267	51,942	36,190
11	91,954	76,774	61,344	43,773	87,762	70,648	55,220	38,832
12	93,585	79,610	64,455	46,506	89,864	73,678	58,269	41,358
13	94,885	82,098	67,312	49,101	91,604	76,392	61,107	43,775
14	95,922	84,280	69,937	51,567	93,045	78,824	63,749	46,087
15	96,748	86,196	72,349	53,909	94,238	81,005	66,208	48,299
16	97,406	87,877	74,566	56,135	95,226	82,959	68,499	50,418
17	97,931	89,353	76,603	58,250	96,045	84,712	70,632	52,447
18	98,350	90,649	78,476	60,262	96,723	86,284	72,620	54,390
19	98,684	91,786	80,198	62,174	97,284	87,693	74,471	56,251
20	98,950	92,785	81,781	63,993	97,749	88,957	76,196	58,035
21	99,162	93,662	83,237	65,723	98,135	90,091	77,804	59,743
22	99,332	94,432	84,576	67,368	98,454	91,108	79,302	61,381
23	99,467	95,109	85,808	68,933	98,719	92,020	80,698	62,951
24	99,575	95,703	86,941	70,422	98,938	92,838	82,000	64,455
25	99,661	96,224	87,982	71,838	99,120	93,573	83,213	65,897
26	99,729	96,683	88,941	73,186	99,270	94,231	84,344	67,280
27	99,784	97,085	89,822	74,469	99,395	94,822	85,398	68,605
28	99,828	97,439	90,634	75,689	99,499	95,353	86,381	69,876
29	99,862	97,750	91,380	76,851	99,584	95,829	87,297	71,095
30	99,890	98,023	92,066	77,956	99,656	96,256	88,151	72,264
31	99,912	98,262	92,698	79,008	99,714	96,639	88,948	73,385
32	99,930	98,473	93,279	80,010	99,763	96,983	89,691	74,460
33	99,944	98,658	93,814	80,963	99,804	97,292	90,383	75,491
34	99,955	98,821	94,306	81,870	99,837	97,569	91,029	76,480
35	99,964	98,964	94,759	82,734	99,865	97,818	91,632	77,428
36	99,972	99,089	95,176	83,556	99,888	98,041	92,194	78,338
37	99,977	99,200	95,559	84,339	99,907	98,241	92,718	79,211
38	99,982	99,297	95,912	85,085	99,923	98,421	93,206	80,048
39	99,986	99,382	96,237	85,794	99,936	98,582	93,662	80,851
40	99,988	99,457	96,5362	86,470	99,947	98,727	94,087	81,622
41	99,991	99,523	96,8114	87,113	99,956	98,857	94,484	82,361
42	99,993	99,580	97,0647	87,726	99,964	98,974	94,853	83,070
43	99,994	99,631	97,2978	88,309	99,970	99,079	95,198	83,751
44	99,995	99,676	97,5123	88,864	99,975	99,173	95,520	84,404
45	99,996	99,715	97,710	89,393	99,979	99,258	95,820	85,030
46	99,997	99,750	97,8916	89,897	99,983	99,333	96,100	85,631
47	99,998	99,780	98,059	90,376	99,986	99,401	96,361	86,208
48	99,998	99,806	98,213	90,833	99,988	99,463	96,605	86,762
49	99,998	99,830	98,3548	91,268	99,990	99,517	96,832	87,293
50	99,999	99,850	98,485	91,682	99,992	99,567	97,044	87,802



 PT. SANGATAMA	11.07.2017 - 10.08.2017 ALTERNATIF PERENCANAAN STRUKTUR SCAFFOLD PIT 2.01.2017 - 2.01.2017 2.01.2017 - 2.01.2017 2.01.2017 - 2.01.2017	JUDUL : GABUNGAN PLAN	SP. 4.1 1:800	DOKUMENTASI 1.01.2017 - 1.01.2017 1.01.2017 - 1.01.2017 1.01.2017 - 1.01.2017	REVISI 1.01.2017 - 1.01.2017 1.01.2017 - 1.01.2017 1.01.2017 - 1.01.2017	NO. 001 1
--	---	--------------------------	------------------	--	---	--------------





BIODATA PENULIS



Muhammad Alfa Rizal Desianto

Penulis dilahirkan di Jombang, 12 Desember 1991, merupakan anak kedua dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di MI Muhammadiyah 1 Jombang, SMP Negeri 1 Jombang, SMA Negeri 1 Jogoroto. Setelah lulus dari jenjang pendidikan SMA, penulis melanjutkan pendidikan di program Diploma Teknik Sipil ITS dan mengambil bidang studi Bangunan Gedung terdaftar dengan NRP 3110.030.106. Setelah lulus dari program Diploma, pada tahun 2013 penulis melanjutkan studi program sarjana Teknik Sipil Lintas Jalur ITS dan terdaftar dengan NRP 3113.105.036. Penulis pernah aktif dalam beberapa kegiatan Organisasi Mahasiswa, seminar dan pelatihan yang diselenggarakan di dalam kampus ITS maupun luar kampus. Selama masa perkuliahan, penulis juga aktif bekerja sebagai engineer di PT Krakatau Engineering.